

ARMIERTER BETON.

1917. Januar.

INHALT

Eduard Züblin †. S. 1.

Vergangenheit und Zukunft des Eisenbetonbaues. Nach einem mit Lichtbildern gehaltenen Vortrage (am 13. November 1916 im Berliner Architekten Verein.) Von Dr.-Ing. E. Probst, Professor an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. S. 3.

Neuere Berechnungsmethode für mehrfach gestützte Rahmen. Dargestellt an einem Doppelrahmen als Rechnungsbeispiel. Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. M. S. 10.

Über die Bestimmung von Eisenbetonquerschnitten bei exzentrischen Druckkräften. Von B. Löser, i. Fa. Kell & Löser, z. Zt. im Felde. S. 14.

Zuschrift an die Schriftleitung. S. 18.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, (Dresden). S. 20.

Verschiedene Mitteilungen: Kriegsliste der deutschen Normalprofile für Walzeisen zu Bauzwecken. S. 22. — Ständige Ausstellung im Bauwesen. S. 23. — Unzulässige Lohneinbehaltung auf Grund der Arbeitsordnung. S. 23. — Fabrikationsschwierigkeiten bei Heeresaufträgen. S. 23. — Das Recht der Polizeibehörde, zum Zwecke der Abwendung von Feuersgefahr die Änderung eines längst bestehenden Miethauses zu fordern. S. 23. — Gestohlene Zementsäcke. S. 24.

Bücherbesprechungen. S. 24.

EDUARD ZÜBLIN †.

Am 25. November 1916 verschied in seinem 67. Lebensjahr in Zürich, wo er Erholung von schwerem Leiden suchte, Eduard Züblin, weit bekannt auch über die Grenzen Deutschlands als einer der führenden Geister und leitenden Ingenieure aus der Werdezeit und der Entwicklung des Eisenbetonbaus. Vom Studium aus Maschineningenieur und als solcher vortrefflich vorgebildet bei Gebrüder Sulzer in Winterthur, hatte er das Glück zu hervorragenden industriellen Bauten, vorwiegend in Südtalien herangezogen zu werden und hierbei die in ihm schlummernden Fähigkeiten und Neigungen zu entwickeln, die ihn zu einem gleich hervorragenden Bauingenieur und Architekten stempelten. Und wenn seinen späteren vielgestaltigen Bauten und Bauausführungen ein ganz besonderer Zug genialer Zusammenfas-

sung und wahrhaft künstlerischer Ausgestaltung innewohnt, so ist das der Ausfluß der seltenen Begabung Züblins, gleich Hervorragendes auf den

verschiedensten Gebieten des baulichen Schaffens leisten zu können. Kein Wunder, daß ein solch universell veranlagter technischer Geist das Neue sich zu eigen machen mußte und in glücklichster Weise fortentwickelte, das in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts die Eisenbetonbauweise der Technik bescherte, zumal es Züblin beschieden war, den führenden und schöpferischen Geistern der damaligen Zeit nahe zu treten. Im besonderen war es der Einfluß des Franzosen Hennebique, des Vaters des neuzeitlichen monolithischen Verbundbaues, der auf den Schultern der Männer wie Koenen, Schuster, G.A. Wayß, Sanders, v. Emperger u. a. stehend, die heute noch verwen-



deten, konstruktiven Elemente des Eisenbetonbaus schuf und zusammenfaßte, und auch auf Eduard Züblin eine tiefgehende Einwirkung ausübte. Diese Einwirkung veranlaßte auch Züblin, die neue Bauweise zunächst bei einer Anzahl hervorragender Industriebauten in der Gegend von Neapel, Salerno, Scafati usw. in den Jahren 1894—96 zu verwenden, und weiterhin, 1898, zunächst als Generalvertreter Hennebiques für Süddeutschland, nach Straßburg i. E. zu übersiedeln. In der für die ganze Denk- und Arbeitsweise Eduard Züblins bezeichnenden Erkenntnis, daß nur die Vereinigung von Entwurfsbearbeitung und -ausführung in einer Hand ein sachgemäßes und fortschrittliches Bauen in Eisenbeton gewährleisten könne, sicherte sich Züblin von Hennebique, der selbst nur entwarf, nie ausführte, zugleich die Ausführungsberechtigung seiner Entwürfe zu. Aus diesen Anfängen entwickelte sich in kurzer Zeit die Ingenieurfirma und Unternehmung Eduard Züblin & Co., die zunächst ihren engeren Wirkungskreis in Straßburg und im Elsaß, dann aber auch in anderen deutschen, namentlich süddeutschen Gebieten sowie in Italien und der Schweiz fand und eine große Reihe hoch bemerkenswerter und bahnbrechender Bauten zeitigte, denen Züblins überragendes konstruktives Talent und sein schöpferischer Geist stets ein persönliches Gepräge verlieh. Sie alle zeugen von eigner konstruktiven Denken und verkörpern in ihren ebenso eigenartigen wie zweckmäßigen und künstlerisch vollwertigen Lösungen das seltene Geschick des in Züblin vereinigten Ingenieurs und Architekten. Ihm verdankt Deutschland als erstem die Einführung und glückliche Fortentwicklung der Eisenbetonpfahlgründungen und Eisenbetonspundwandrammungen. Züblin wurde der Vater der deutschen Verbund-Silobauten — unter ihnen auch der Getreidesilos mit Hohlwänden zur Abkühlung des Getreides —, vieler hervorragender Industriebauten, namentlich in dem Textilgewerbe des Reichslandes; auch eine große Anzahl vorbildlicher Brückenanlagen sind Kinder seines umfassenden Könnens und Schaffens. Auf dem Gebiete der Verbundpfahlgründungen gab sich ihm besonderen seine vielseitige Fähigkeit als Ingenieur zu erkennen: Züblin erfand eine geeignete Pfahlspitze, konstruierte die ersten brauchbaren Schlaghauben für Betonpfähle, verbesserte die übliche Universalramme im Hinblick auf ihre neuen Aufgaben im Verbundbau, zeigte als erster, daß Eisenbetonpfähle ohne jeden Nachteil, sogar mit Vorteil auch in liegenden Formen hergestellt werden konnten, rammte die ersten Verbundpfähle unter Zuhilfenahme von Druckwasser usw.

Wenige der wichtigsten Daten Züblinscher Bauausführungen mögen auch die geschichtliche Bedeutung seiner Leistungen als eines der hervorragendsten Pioniere der neuzeitlichen Bauweise zu erkennen geben: 1899 erstand unter

seiner Leitung der erste große Eisenbetonsilo in Deutschland mit einem Fassungsraume von 80 000 Sack, 1900 das erste Hallenschwimmbad mit einem Eisenbetonschwimmbassin, in demselben Jahre die erste Eisenbetonpfahlgründung einer durchgehenden Balkenbrücke. 1901 erbaute Züblin die Eisenbetonfachwerkbücke bei Brünighofen mit unten liegender Fahrbahn und Widerlagern aus Eisenbetonspundbohlen, 1902 führte er — zusammen mit Deimling — die schwierigen Gründungsarbeiten des Hamburger Bahnhofes aus; 1903/04 folgten dann die vielgestaltigen Pfahlgründungen des neuen Hauptbahnhofes von Metz in allen ihren wichtigsten Teilen, 1904 die Brücke in Pettoncourt über die Seille an der deutsch-französischen Grenze — ein Bogenträger mit Zugband und aufgehängter Fahrbahn, 1905 die Brücke über den Moselkanal bei Monlins-Metz — ein eingespannter Balken mit stark veränderlichem Trägheitsmoment und Kastenwiderlagern in Eisenbeton, 1909 die im Hinblick auf die wirtschaftliche Ausnutzung der Rippenbalkenquerschnitte hochbemerkenswerte, künstlerisch wie konstruktiv gleich hervorragende Moselbrücke in Novéant*), 1913—14 der Talübergang bei Langwies**) in der Bahnlinie Chur—Arosa mit seinem gewaltigen Mittelbogen von 100 m Stützweite. Getreu den Vorbildern, die sein französischer Lehrmeister Hennebique im Hochbau gegeben, legte bei allen Ingenieurschöpfungen seines Geistes Züblin darauf Wert, daß sie als monolithisch elastische Gebilde konstruiert und berechnet wurden, und wenn auch Züblin zu den begnadeten Ingenieuren gehörte, die auf den ersten Blick die notwendigen Abmessungen und Einzelanordnungen eines Bauwerkes mit nie versagender Sicherheit abzuschätzen verstehen, so legte er doch auf eine genaue, peinliche Durcharbeitung aller seiner Entwürfe und auf eine den strengsten Anforderungen der technischen Wissenschaft Rechnung tragende Berechnung seiner Bauten einen besonderen Wert.

In den letzten Jahren vor Kriegsbeginn wandte sich Züblin den Bauten der Montanindustrie zu, die ihm wiederum Gelegenheit boten, die Vielseitigkeit seines Könnens zu verwerten. Neben der zweckmäßigen Formgebung der Erzaschenanlagen, Bunkern für Erze, Kohle, Koks usw. waren er hier vor allem neue Studien über den Transport und die Lagerung der Massengüter, die ihn wieder seinem ersten Arbeitsgebiete — der Maschinentechnik — zuführten. Die ersten, maschinell betätigten Klappverschlüsse von Erzbunkern, sogen. Hängeverschlüsse für der Abzapfung der verschiedensten Massengüter u. a. m. waren das an allen Verwendungsstellen glänzend bewährte Ergebnis dieser Arbeiten.

*) A. B. 1900 Heft 1—3.

**) A. B. 1915 Heft 7—12 und 1916 Heft 1—3.

Mit Eduard Züblin ist einer unserer hervorragendsten Ingenieure im Gebiete des Eisenbetonbaues dahingegangen. Großes und Nachhaltiges hat er geschaffen, überall hat er seinen Bauten den Stempel eines schöpferischen Geistes, eines außergewöhnlichen Könnens, einer kraftvollen, zielbewußten Persönlichkeit aufgeprägt.

Und wenn später einmal eine ausführliche Geschichte der Werdezeit des Eisenbetonbaues am Ausgange des vergangenen Jahrhunderts ge-

schrieben werden wird, so wird ihr Verfasser auch Eduard Züblins als eines der Großen und Führer dankbar und anerkennend zu gedenken haben, denen es beschieden war, die neuzeitliche, in der Vereinigung von Beton und Eisen gegebene Bauart einer glänzenden Entwicklung und umfassenden Verwendung zuzuführen.

Dresden im Dezember 1916.

M. Foerster.

VERGANGENHEIT UND ZUKUNFT DES EISENBETONBAUES.

Nach einem mit Lichtbildern gehaltenen Vortrage (am 13. November 1916 im Berliner Architekten-Verein.)

Von E. Probst.

Es ist mir eine besondere Freude, heute hier dank des mir genehmigten kurzen Urlaubs vor dem Berliner Architekten-Verein über eine Frage sprechen zu können, die für unser gesamtes zukünftiges technisches und wirtschaftliches Leben von hoher Bedeutung ist.

Ich kann nur über Vergangenheit und Zukunft sprechen und muß es mir aus naheliegenden Gründen versagen, in meine Betrachtungen auch die Gegenwart einzuschließen, so großes Interesse diese auch für die Entwicklung des Eisenbetonbaues hat.

Das gesamte Bauwesen der letzten 20 Jahre steht unter dem Zeichen der Einführung des Eisenbetons, denn es gibt kein Bauwerk, bei dem nicht Beton oder Eisenbeton an Stelle von früher allgemein verwendeten Baumaterialien angewendet wird oder wurde.

Zwar haben sich gerade vor dem Kriege Er-

scheinungen im Wettbewerbe gezeigt, die eine Entwicklung des Eisenbetons zum Teil verhindern, zum Teil erschweren sollten.

Es ist aber zu hoffen, daß die unfreiwillige Muße, die der Krieg dem Bauwesen auferlegt hat, einen Ausgleich und bis zu einem gewissen Grade eine Klärung in den widerstreitenden Ansichten bringen wird. Im Interesse des Eisenbetons wäre es jedenfalls sehr erwünscht, daß das Unternehmertum etwas verändert und in gewisser Beziehung mehr geläutert seine Friedens-tätigkeit wieder aufnehmen würde.

Gestatten Sie mir kurz auf die vor dem Kriege herrschenden Verhältnisse einzugehen, und die Gründe zu untersuchen, die für und gegen die Verwendung des

Eisenbetons ins Feld geführt werden.

Im städtischen Hoch- und Tiefbauwesen, ferner bei den größeren Nutzbauten des Städte-



Fig. 1. Wasserturm (vor der Sprengung.)

baues ist die Eignung des Eisenbetons wohl ziemlich allgemein anerkannt. Es sind gewisse Eigenschaften, die dem Eisenbetonbau, allerdings erst nach schweren Kämpfen, eine beherrschende Stellung eingeräumt haben. Die hervorstechendsten Eigenschaften sind die im Eisenbetonbau unter dem Namen Monolitität bekannte Eigen-

ausgeführten Eisenbetonbauten eigene Vorkehrungen wie die Windverbände bei Eisenkonstruktionen in Wegfall. Die monolitische Wirkung äußert sich um so nachdrücklicher, je mehr der ganze Bau aus einem Guß entstanden ist. Das Beispiel im Bilde (Fig. 1) zeigt die Niederlegung eines 50 m hohen Wasserturmes. Man sieht aus dem Bilde besonders die Steifigkeit des Wasserbehälters nach der Sprengung und dem darauf folgenden Einsturz.



Vielfach wird bei Eisenbetonbauten in größeren sich rasch entwickelnden Städten der Einwand erhoben, daß ein Abbruch sehr erschwert ist. Ich glaube, daß es jedoch keine besonders schwierige Aufgabe sein wird, bei derartigen Neubauten diejenigen vorbereitenden Maßnahmen zu treffen, die einen Abbruch erleichtern. Allerdings will ich zugeben, daß bei den allgemein üblichen Eisenbetonbauten ein Abbruch schwierig

durchzuführen ist, was aber andererseits kein Nachteil ist. Hier möchte ich einschalten, daß die Schwierigkeit der Zerstörung von Eisenbetonbauten in unserer heutigen Zeit bereits als Reklame verwendet wird, die geeignet erscheint, den Eisenbetonbau volkstümlich zu machen. Bei einem Besuch eines Lichtspieltheaters in einer von Fliegern stark heimgesuchten süddeutschen Stadt fiel mir ein Anschlag auf, auf dem zu lesen war: „Achtung! bei Fliegergefahr sitzen bleiben, der Bau ist aus Eisenbeton!“

Diese Anpreisung zeigt gleichzeitig eine andere vorteilhafte Eigenschaft des Eisenbetons, auf die ich jedoch aus den eingangs erwähnten Gründen nicht näher eingehen möchte.

Die Schwierigkeiten beim Abbruch eines Eisenbetonbaues haben vor einigen Jahren in Amerika dazu geführt, Versuche zur Herstellung von Eisenbetonbauten aus einzelnen vorher fertiggestellten Bauteilen durchzuführen. Ich will hier auf die Einzelheiten nicht eingehen, ebenso wenig auf die Vorteile und nicht geringen Nachteile und verweise auf meine diesbezüglichen Veröffentlichungen in dieser Zeitschrift im Jahre 1913.

Die Feuersicherheit der Bauten möchte ich an folgenden Bildern besprechen, die zugleich die Überlegenheit des Eisenbetons klar veranschaulichen. Fig. 2a und b sind Aufnahmen nach dem großen Brande in San Francisco und zeigen, wie wenig Eisenkonstruktionen sehr großen Temperaturen widerstehen können, selbst wenn sie auch ummantelt sind. Zu bemerken wäre jedoch, daß Eisenbetontragteile so entworfen sein müssen, daß die Eiseneinlagen alle gut verankert sind

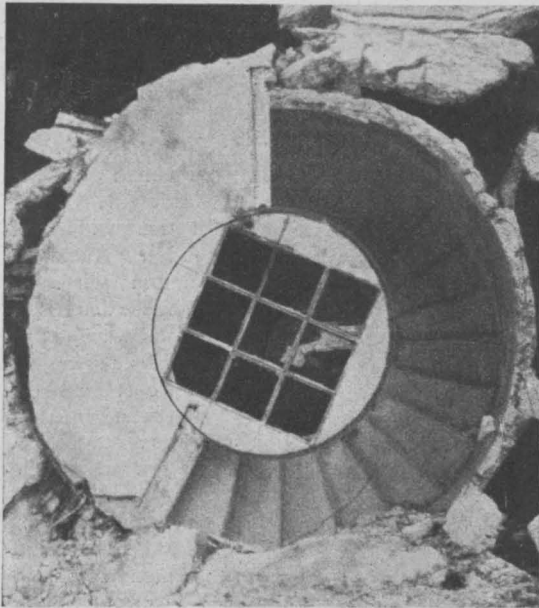


Fig. 1a. Wasserturm (nach der Sprengung).

schaft und die Feuersicherheit, die ich an zwei Beispielen im Bilde vorführen möchte. Die Monolitität verleiht Eisenbetonbauten eine große Steifigkeit und ist in denjenigen Fällen von besonderer Bedeutung, wo ein erhöhter Widerstand gegen große seitliche Kräfte, z. B. Windkräfte, in Frage kommt. Daher kommen auch manchmal bei einwandfrei entworfenen und zuverlässig

und nicht wie bei dem Beispiele Fig. 2b, wo die abgeboogenen Eisen ohne Haken bloß in den Druckgurt hineinreichen. Fig. 2c zeigt ein Beispiel von einem Brande eines in Eisenbeton hergestellten Warenhauses in Dresden. Hier wären alle Eiseneinlagen gut verankert, und das Verhalten war auch ein dementsprechend günstigeres; man sieht, daß die Eiseneinlagen nicht gelockert sind wie im Beispiel Fig. 2b; die abgeplatzte Betonschichte konnte ohne Schwierigkeiten ergänzt werden.

Ich habe diese Grundfragen gestreift, nur um einige Vorzüge besonders hervorzuheben, und will nun auf diejenigen Gründe eingehen, die in der Kinderzeit des Eisenbetons und in neuerer Zeit in anderer, aber verstärkter Form wieder gegen die Anwendung des Eisenbetons angeführt werden. In früherer Zeit, vor etwa 20 Jahren noch, bestanden Bedenken darüber, ob Eiseneinlagen, die in Beton eingebettet werden, im Laufe der Jahre auch rostfrei bleiben. Man ging soweit, daß man eine Entfernung aller Rostteile an der Eisenoberfläche vor dem Einlegen in den Beton forderte. Darüber ist man wohl heute im klaren, daß Eiseneinlagen, in Beton gut eingebettet, nicht rosten, im Gegenteil, entrostet werden, und es liegen Beispiele vor über günstige Ergebnisse nach 50 Jahren. Man verlangt daher auch nicht mehr eine Entfernung des Rostes, um so mehr als die wissenschaftliche Forschung gezeigt hat, daß jede Unebenheit der Oberfläche den mechanischen Verbund zwischen Beton und Eisen erhöht, auf den unter allen Umständen zu achten ist.

Wie weit die Rissebildungen an Eisenbetonbauten ein Rosten der freigelegten Eiseneinlagen befördern, darüber sind die Meinungen geteilt, und Versuche aus neuerer Zeit haben eine gewisse Unruhe hervorgerufen, weshalb ich mich über diese Frage etwas gründlicher aussprechen möchte.

Vorausschicken möchte ich in Fig. 3 eine schematische Darstellung aller möglichen Rissebildungen aus meinem Buche*), das soeben nach

zweijähriger Verzögerung erschienen ist, soll des näheren erläutern, welcher Art die Risse sind, die bei einem Eisenbetonbau entstehen können. Es sind hier die Kraftrisse oder statischen Risse dargestellt, die möglich sind, die aber alle ent-

Fig. 2. Verhalten von Eisen- und Eisenbetonbauten im Feuer.

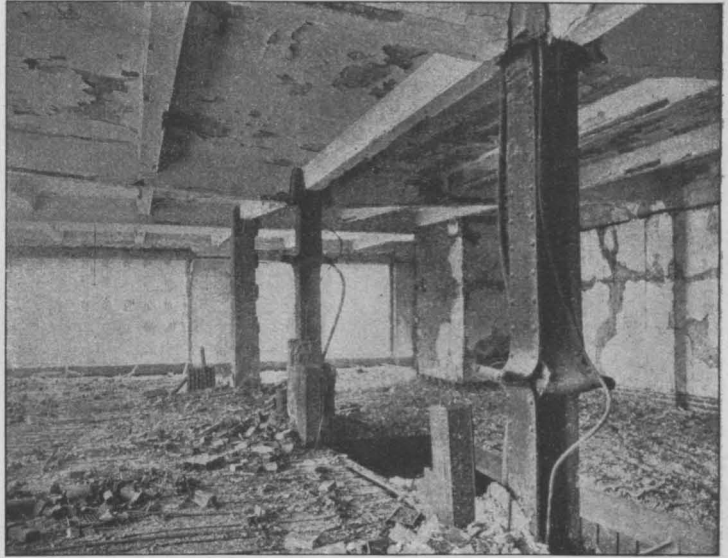


Fig. 2a.

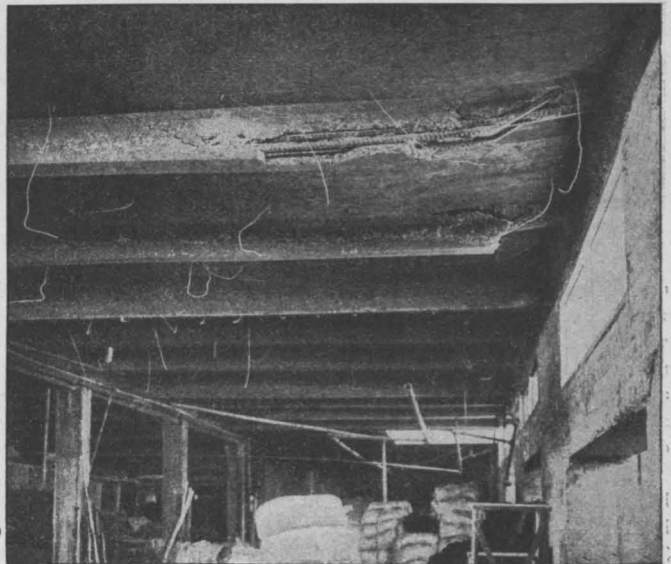


Fig. 2b.

Fig. 2a u. b. beim großen Brande in San Francisco.

weder vollkommen verhindert oder auf ein unschädliches Maß eingeschränkt werden können. Nicht aufgenommen sind in dieser Zusammenstellung die sogenannten Treibrisse, die rein oberflächlich sind und von der Güte des Zements abhängen. Außer diesen beiden Arten gibt es

*) „Vorlesungen über Eisenbeton.“ I. Band mit 171 Textfiguren, Verlag J. Springer 1917.

noch die sogenannten Schwindrisse als eine Folgeerscheinung des „Schwindens“. Ich kann hier auf die Einzelheiten nicht eingehen und verweise diesbezüglich auf mein Buch.

Bei den gewöhnlichen Hochbauten mit normalen Erschütterungen, wo keine rostbildenden Substanzen in Frage kommen, sind die kleinen Risse, die selbst bei sehr hohen die Nutzlast weit überschreitenden Belastungen nur in Stärken bis 1 mm gemessen wurden, unschädlich. Wir sind in der Lage, durch eine entsprechende Verteilung und Verankerung der Eiseneinlagen die Rissebildung soweit einzuschränken, daß ein Rosten gar nicht in Frage kommt. Mit Absicht

auf den ersten Blick, denn bei genauer Prüfung zeigen die Versuche bekannte, in der Versuchsforschung bereits berührte Erscheinungen, die besonders bei Bauwerken anzutreffen sind, die in irgend einer Weise nicht einwandfrei entworfen sind.

Es handelt sich bei den Untersuchungen von Perkuhn um Beobachtungen an fünfzehn Eisenbetonbrücken, Balken- und Bogenbrücken im Alter von 2—12 Jahren. Die sehr gründlich durchgearbeiteten Untersuchungen, die in der Zeitschrift für Bauwesen und im Zentralblatt (Jahrgang 1916) veröffentlicht sind, befassen sich mit der Feststellung der Rißbildungen, mit der Messung der Rißstärken und der Rostbildung.

Ich behalte mir vor, in ruhigerer Zeit eine gründliche Wiederlegung der ganzen Versuchsdurchführungen und der Schlußfolgerungen auszuarbeiten, und möchte heute nur auf die wichtigsten Ergebnisse eingehen. Perkuhn sagt, daß bei allen von ihm untersuchten Bauwerken Risse in größerer Zahl vorhanden waren, die an Länge und Zahl mit dem wachsenden Alter des Bauwerks zunahmen. Er hebt besonders hervor, daß sich die Risse mit Vorliebe an Bügelstellen bilden; schließlich erwähnt er, daß die Stützen mehrteiliger Bauwerke an ihren Köpfen wagerechte Risse aufwiesen, die hauptsächlich auf Bremskräfte zurückzuführen sind. Diese letztere Beobachtung ist keine besondere Eigenheit von Eisenbetonbauten, die großen Bremskräfte



Fig. 2. Verhalten von Eisen- und Eisenbetonbauten im Feuer.

Fig. 2c. bei einem Warenhausfeuer in Dresden.

entwirft man gewöhnliche Eisenbeton-Hochbauten nicht derart, daß die kleinen Risse ganz vermieden werden, denn man weiß, daß sie unschädlich sind, und ist dadurch in der Lage, wirtschaftlicher zu arbeiten. Viele Hochbauten, die jetzt schon Jahrzehnte stehen, zeugen von der Richtigkeit des eben Gesagten.

Anders verhält es sich mit denjenigen Bauten, bei denen Rissebildungen an sich eine Rostgefahr bilden könnten durch Eindringen rostbildender Substanzen, besonders bei Bauten, die schweren Erschütterungen ausgesetzt sind. Mit dieser Frage befassen sich Untersuchungen des Regierungsbaurats Perkuhn, die im Bereich der preußischen Eisenbahnverwaltungen während der Kriegszeit ausgeführt wurden. Die Versuche haben auf den ersten Blick zu Bedenken und Mahnungen bezüglich einer uneingeschränkten Verwendung des Eisenbetons Anlaß gegeben. Ich wiederhole,

werden sich an allen Bauwerken, auch bei anderen Baumaterialien mit ähnlicher Wirkung bemerkbar machen. Ich glaube jedoch, daß eine Gefahr durch die in den Stützen auftretenden Risse nicht zu befürchten ist, und es läßt sich dies auch unschwer nachweisen, wenn man auf die Einzelheiten eingeht. Voraussetzung bleibt aber immer, daß man das Bauwerk im Ganzen und die Eiseneinlagen im Besonderen richtig entwirft, was an den von Perkuhn angeführten Beispielen nicht durchaus zu bejahen ist.

Die Feststellung, daß die Rißbildung bei geringen Einbettungstiefen des Eisens in Beton die Rostbildung erhöht, ist richtig, und schon wiederholt ist darauf hingewiesen worden, wie notwendig es gerade bei Eisenbahn- und Wasserbauten ist, die Einbettungstiefe nicht zu gering zu wählen. Daß die Risse mit Vorliebe an den Bügelstellen auftreten, darauf habe ich schon wiederholt hingewiesen. Die Stuttgarter Versuche

Bachs sowie meine eigenen Versuche haben klar gezeigt, daß Bügel, die z. B. nicht dicht an die Längseisen anliegen, zu frühzeitigen Rißbildungen führen. So wertvoll die Bügel zur Erhöhung der Tragfähigkeit sind, so leicht können sie bei mangelhafter Anordnung oder Ausführung zu Rissen führen, nicht nur bei Trägern, sondern auch bei Säulen.

Ich möchte die Beobachtung Perkühns besonders unterstreichen, daß die Größe der rechnermäßig nachgewiesenen Betonzugspannungen

Schwunderscheinungen beim Erhärten von Eisenbeton an der Luft äußern sich derart, daß im Beton Zugspannungen, im Eisen Druckspannungen auftreten. Die wissenschaftliche Forschung lehrt, daß man die Schwunderscheinungen herabmindern kann z. B. durch Nässe, weil naßgehaltener Beton in geringerem Maße schwindet, als trockener gehaltener. Die Schwunderscheinungen hängen auch vom Alter ab. Man vergißt aber, daß mit zunehmendem Alter auch die Zugfestigkeit des

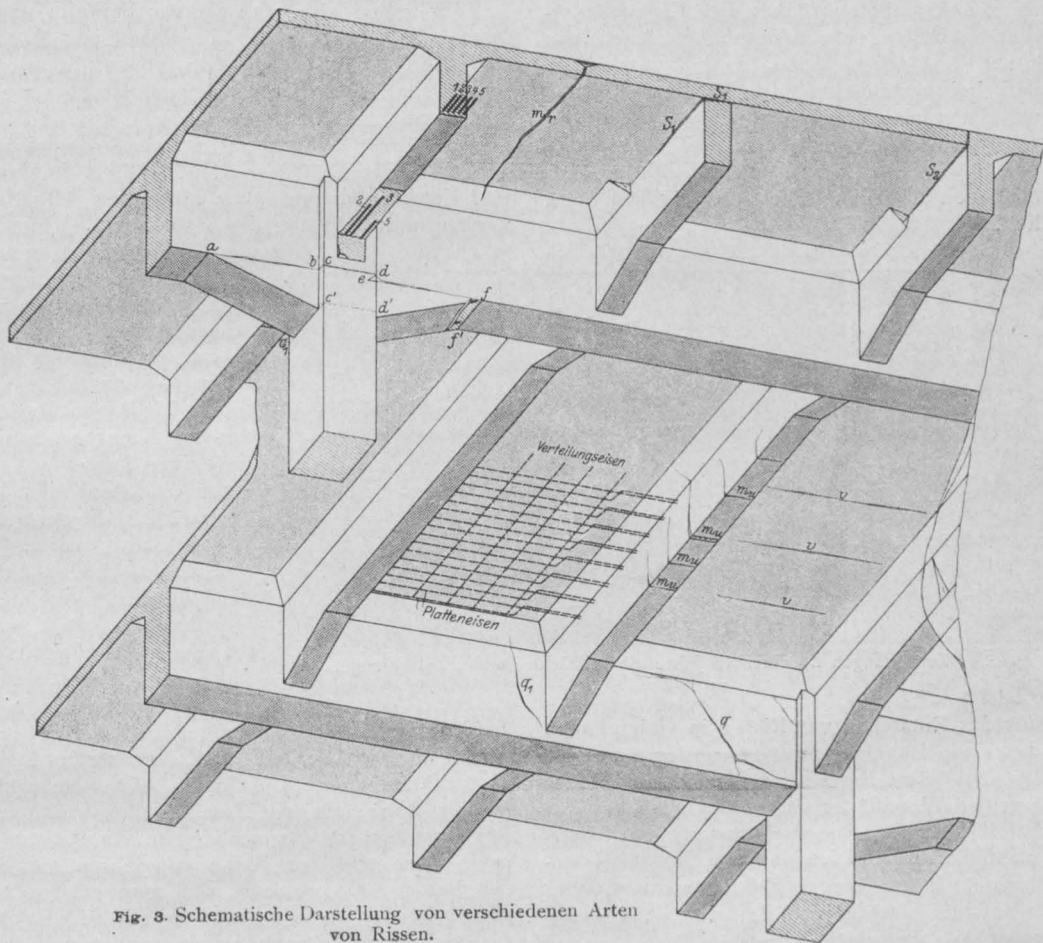


Fig. 3. Schematische Darstellung von verschiedenen Arten von Rissen.

nicht allein für das Auftreten, die Zahl und die Verteilung der Risse maßgebend ist. Ich werde später noch auf diese Frage zurückkommen und will hier nur darauf verweisen, daß es weit wichtiger ist, dafür zu sorgen, daß ein möglichst dichter, nicht poröser, plastischer und nicht zu fetter Beton hergestellt wird, weil nur dadurch eine hohe Zugfestigkeit gewährleistet wird.

Ein großer Teil der Risse wird auf die bekannten Schwinderscheinungen im Beton zurückgeführt, die beim Erhärten im Beton und damit auch im Eisen Anfangsspannungen hervorgerufen, bevor noch äußere Kräfte wirken können. Die

Betons größer wird, und wie ich an anderer Stelle nachgewiesen habe, wird die Schwindung des Betons mit dem zunehmenden Alter durch die in demselben Verhältnis zunehmende Zugfestigkeit des Betons vollkommen ausgeglichen. Wenn auch weitergehende Versuche auf diesem Gebiete sehr erwünscht und notwendig sind, so möchte ich die in der Veröffentlichung im Zentralblatt für Bauverwaltung ausgesprochene Ansicht bestreiten, daß wir innerhalb gewisser Grenzen durch konstruktive Hilfsmittel nicht in der Lage sein sollten, die schlechten Folgen der Schwinderscheinungen auf ein unschädliches Mindestmaß herabzusetzen:

dazu gehört allerdings auch die Verwendung eines geeigneten Zements.

Nachdem mir die Versuchsergebnisse Perkühns bekannt geworden waren, habe ich mich an Herrn Staatsrat v. Bach, Stuttgart, gewendet, und ihn gebeten, mir seine Auffassung von einer Berücksichtigung der von Perkuhn mitgeteilten Bauwerke bekanntzugeben, und ich bin ermächtigt, diese im Folgenden hier mitzuteilen.

„Die am 17. Oktober 1916 ausgeführte Besichtigung von Eisenbetonbrücken bei Kattowitz ergab unter Abschlagen von Beton (Freilegen von Eisen):

1. daß bei verschiedenen der Bauwerke Bügel und Längseisen der Wandfläche des Betons sehr nahe lagen, zu einem Teil sogar unbedeckt waren, daß also die Ausführung bei einzelnen der Bauwerke zu wünschen übrig ließ,

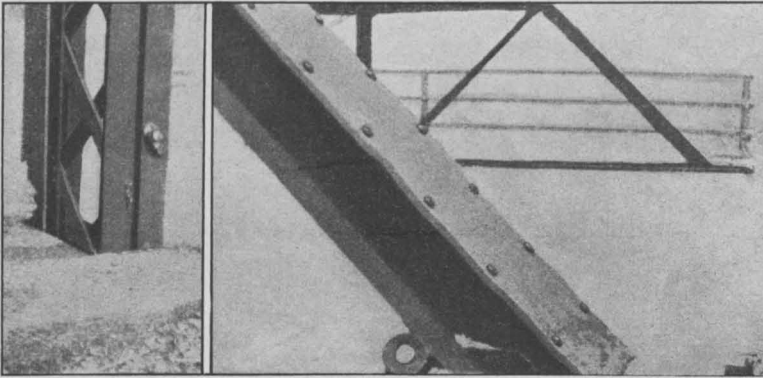


Fig. 4. Zerstörungen an einer 15 Jahre alten Brücke durch Rostbildungen.

2. das das Entstehen von Rissen in vielen Fällen durch die Bügel begünstigt worden war,
3. daß bei 3,5 cm Entfernung der Eisenoberfläche von der Wandfläche des Betons auch bei Vorhandensein von Rissen Anrostung des Eisens nicht mehr stattgefunden hatte, selbst bei denjenigen Bauwerken, welche der Einwirkung besonders nachteiliger Bestandteile der Atmosphäre ausgesetzt waren.

Zur Verminderung von Anrostungen des Eisens ist — sachgemäße Konstruktion des Bauwerks und Verwendung geeigneten Betons vorausgesetzt — folgendes geboten:

- a) Die Entfernung der Eisenoberfläche von der Betonwand ist in den Fällen, in denen die Witterungseinflüsse und die Zusammensetzung der Atmosphäre besonders nachteilig auf das Bauwerk einwirken können, mindestens 3,5 cm zu wählen. Das gilt auch für die Stirnflächen der Quereisen, welche die Abstände der Längseisen sichern sollen.

Ferner muß darauf geachtet werden, daß

die Formgebung der Bewehrungsseisen sachgemäß ist, und daß diese in dem Bauwerk auch tatsächlich die Lage erhalten, die vorgesehen würde. Die Stoßstellen sind gegen Bewegungen beim Einstampfen zu sichern.

- b) Die Ausführung der Bauwerke muß in den wesentlichen Punkten mit der gebotenen Sorgfalt erfolgen, wozu namentlich auch gehört, daß das fertiggestellte Bauwerk nicht zu frühzeitig dem Austrocknen ausgesetzt wird.“

Wir sehen also, daß die von Perkuhn angeführten Bauwerke in der Tat Fehler und Mängel aufweisen, die man nach dem jetzigen Stand der wissenschaftlichen Forschung unbedingt vermeiden kann.

Bei dieser Gelegenheit sei noch darauf hingewiesen, daß Professor Klaudi, Wien, im Jahre 1907 Untersuchungen an 13 Jahre alten Betonbauwerken angestellt hat, die besonders Rauchgasen von Lokomotiven ausgesetzt waren. Es waren 10 m weite Gewölbe, mit Scheitelstärken von nur 15 cm, die Eiseneinlagen waren 1—3 cm tief eingebettet. Die Beobachtungen von Klaudi zeigten, daß an denjenigen Stellen, wo der Beton dicht und nicht porös war, nicht die geringste Rostbildung vorhanden war. Ich möchte auch diesen Fall nicht verallgemeinern, möchte aber auch vor einer Verallgemeinerung der Perkühnschen Versuche warnen.

Es sei mir gestattet, an folgendem Bild Fig. 4 auch darauf hinzuweisen, daß die Rostgefahr bei Eisenkonstruktionen unter Umständen bei weitem größer werden kann, als bei Eisenbetonkonstruktionen. Bei letzteren ist das schlimmste Ergebnis, daß nach einer größeren Reihe von Jahren ein Teil der Betonschale abplatzt, die man wieder herstellen könnte, wenn es notwendig wird. Es handelt sich aber hier nach meinen Erfahrungen dann nur um Ausnahmefälle. Ich bin im allgemeinen nicht für die Eigenheit der Heilung rißkranker Bauwerke; sie sollte nur auf besondere Ausnahmefälle beschränkt bleiben. Weit wichtiger ist es, die Bauwerke so entwerfen und herstellen zu lassen, daß ein Verkleistern von auftretenden Rissen nicht notwendig wird. Daß dies möglich ist, zeigt eine Unzahl von bestehenden, auch älteren Bauwerken.

Wie ist es nun bei Eisenbauten? Ich führe hier in Fig. 4 ein Beispiel aus der amerikanischen Praxis an, das uns eine 15 Jahre alte Brücke zeigt, bei der die Zerstörungen durch Rost sehr

weit vorgeschritten waren. Man sieht die Ausbauchung der auf den Winkeln befindlichen Kopfplatte, wie sie auch in anderen Fällen als eine Folge der Rosterscheinungen zu beobachten war. Ein anderer Fall der durch Rostwirkung hervorgerufenen gründlichen Zerstörung einer eisernen Bogenbrücke ist die im Jahre 1870 erbaute Brücke mit einer Spannweite von 71 m über den Fox River in Illinois. Die Untersuchungen zeigten nach 40 Jahren, daß bei einzelnen Teilen dieses Bauwerks auf eine Länge von 3 m nur noch ein Niet vorhanden war. Die anderen im Abstand von 15 cm befindlichen Niete waren infolge der Rostwirkungen zum Teil zerrissen, zum Teil waren die Nietköpfe abgerissen, und in einigen Fällen fand man beides.

Das im Bilde angeführte Beispiel zeigt die verheerende Rostwirkung schon nach 15 Jahren. Wenn man bedenkt, daß bei Eisenbetonkonstruktionen die Eiseneinlagen doch mindestens eine Stärke von 20–30 mm aufweisen, so geht daraus hervor, daß im schlimmsten Fall die Rostbildung an größeren Rißstellen nicht die verheerende Wirkung wie bei Eisenkonstruktionen haben kann, die rein oberflächlich ist.

Ich möchte nochmals hervorheben, daß ich diese Beispiele durchaus nicht verallgemeinern möchte, und könnte noch eine ganze Reihe von anderen Beispielen zerstörender Rostwirkungen bei Eisenkonstruktionen anführen, die trotz aller möglichen Anstriche aufgetreten waren. Ich wollte damit nur zeigen, daß die Gefahr der Rostbildung in diesem Fall verhängnisvoll werden kann, nicht aber bei Eisenbetonkonstruktionen, wie dies vielfach behauptet wurde.

Ich habe es für meine Pflicht gehalten, auf die Perkuhnschen Veröffentlichungen und die daraus gezogenen Folgerungen etwas mehr einzugehen, weil sie geeignet erscheinen, bei Laien und auch in der im Eisenbeton nicht gründlich vorbereiteten Fachwelt Unruhe und Unsicherheit in eine Bauweise hineinzutragen, die sich nach langjährigen Kämpfen in Wissenschaft und Praxis Vertrauen erworben und auch verdient hat. Ich kann es verstehen, daß eine Behörde, die für die öffentliche Sicherheit zu sorgen hat, bei der Herausgabe von Vorschriften sehr große Vorsicht an den Tag legt und alles sorgfältig prüft und wägt, aber ich halte es für gefährlich und durch nichts zu rechtfertigen, einseitige Versuchsergebnisse zu veröffentlichen, die geeignet sind, ein bestehendes und berechtigtes Vertrauen zu erschüttern. Deshalb wäre es im allgemeinen Interesse sehr erwünscht, wenn bei Veröffentlichungen aller Art, besonders wenn sie einen amtlichen Anstrich haben, dieselbe Zurückhaltung und Vorsicht beachtet wird, wie bei der Herausgabe von Vorschriften.

Im folgenden möchte ich ein wichtiges Gebiet

berühren, das die Vorbildung der Fachkreise für das Bauingenieurwesen und im besonderen für den Eisenbetonbau betrifft.

Es herrscht vielfach die irrige Meinung, daß bei Eisenbeton der rechnerische Nachweis von zulässigen Spannungen in Beton und Eisen nach irgend einem der vielen vorhandenen Rezeptenbücher oder irgendwelchen Vorschriften genügt. Daher halte ich es auch für wenig vorteilhaft, in amtliche Vorschriften Rechnungsbeispiele mit einer Gründlichkeit aufzunehmen, wie dies bei Eisenbetonvorschriften der Fall ist. Die geistige Selbständigkeit der Eisenbetonfachleute wird nicht gehoben, wenn der Rechnungsvorgang zu sehr festgelegt wird, und die Beispiele mit einer Genauigkeit vorgerechnet werden, wie in den amtlichen Bestimmungen.

Zur Fernhaltung von mindergeschulten Fachleuten wäre es sehr wünschenswert, wenn nach dieser Richtung die Vorschriften ähnlich gehalten wären, wie z. B. die Vorschriften zum Entwerfen eiserner Brücken, wo es heißt, „die Wahl der Rechnungsverfahren und die Art der Querschnittsermittlungen wird freigelassen“, usw.

Der Unterricht beschränkt sich vielfach auf den Vortrag und auf die Erläuterung der amtlichen Bestimmungen. Viel wichtiger wäre es, wenn die Ausbildung der Eisenbetonfachleute unabhängig von irgendwelchen Vorschriften diejenigen Wege gehen würde, die zu einem besseren Verstehen der Eigenheiten des Materials führen. Es ist zu hoffen, daß nach dieser Richtung in Zukunft Wandlung geschaffen wird. Jeder, der sich mit Eisenbetonbau beschäftigt, sollte vorher gewisse Erfahrungen durch Ausführung von Versuchen sammeln. Er muß selbst Beton herstellen und alle diejenigen Erscheinungen, die als Besonderheiten des Eisenbetons anzusehen sind, gründlich kennen lernen, bevor er sich damit in der Praxis abgibt, dann wird er wissen, daß mit der Berechnung der auftretenden Spannungen der geringste Teil des Eisenbetonstudiums erledigt ist. Versuche müssen jedoch statische Untersuchungen sein und keine Materialprüfungen. Sie müssen so ausgeführt werden, daß sie die Denkarbeit nicht ersetzen, sondern sie vorteilhaft ergänzen, wenn der Ingenieur nicht zur Maschine werden soll. Ferner muß man verlangen, daß nur statische Untersuchungen an vollkommenen, in natürlicher Größe ausgeführten Bauwerken vorgenommen werden, und daß die Vorbereitungen den Fortschritten in Wissenschaft und Praxis entsprechen.

Goethe sagte in seinen Gesprächen mit Eckermann: „Wie können Experimente die Wahrheit beweisen, da der Grund ihrer Lehre falsch ist?“ Daran muß ich immer denken, wenn ich von Schlußfolgerungen über Versuche lese, deren Grundbedingungen nicht richtig sind. Wenn ich

Bauwerke oder Bauteile untersuche, muß ich mir vor der Prüfung klar werden, wie sie hergestellt werden müssen. Es ist nicht unbedingt notwendig, Versuche nur unter günstigsten Bedingungen auszuführen, im Gegenteil, in manchen Fällen wird es lehrreicher sein, die ungünstigsten Vorbedingungen zu schaffen. Aber darauf muß man nicht nur während der Untersuchungen selbst, sondern besonders bei den Schlußfolgerungen Rücksicht nehmen.

Wie wenig diese Grundregeln beachtet werden, zeigt folgender Fall, von dem ich letzthin las; da wurde versucht, den Nachweis zu erbringen, daß die Tragfähigkeit langer Säulen größer ist als die Tragfähigkeit kurzer Säulen desselben Querschnitts und mit derselben Bewehrung. Der Grund für diese auffällige Schlußfolgerung ist

darin zu suchen, daß Zahlenergebnisse von verschiedenen Versuchen nebeneinander gestellt wurden, ohne zu prüfen, ob deren Zusammenstellung berechtigt ist. Ich könnte noch andere Beispiele anführen, die zeigen, wie wenig oft die vorher besprochenen Grundsätze beachtet werden, und die deshalb manchmal zu Schlußfolgerungen führen, die mit den einfachsten Lehren der Elastizitätslehre in Widerspruch stehen.

Deshalb möchte ich mit allem Nachdruck wiederholen, daß wissenschaftliche Untersuchungen als Grundlage für Theorie und Praxis nur dann Wert haben, wenn sie die Denkarbeit ergänzen, wenn die Maschinen nur dasjenige leisten, was zur Prüfung der Ergebnisse der Denkarbeit notwendig ist.

(Schluß folgt.)

NEUERE BERECHNUNGSMETHODE FÜR MEHRFACH GESTÜTZTE RAHMEN.

Dargestellt an einem Doppelrahmen als Rechnungsbeispiel.

Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. M.

In dem Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger....“, Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin, wurde im I. Abschnitt ein Verfahren erläutert, welches darauf hinzielt, die im Eisenbetonbau gebräuchlichen mehrstieligen und mehrstöckigen Rahmen von beliebigen Grundformen in einer den praktischen Bedürfnissen besonders entgegenkommenden Form zu berechnen. Dabei sollen jedoch die Querriegel entweder gerade verlaufen oder aber, an den einzelnen Stützen, wenn auch ungleich hohe, so doch gemeinsame Auflager bilden. Zu zeigen, daß die Methode auch dann noch verwendungsfähig ist, wenn ein Rahmen wie in Fig. 1 skizziert vorliegt*), ist der Zweck der nachfolgenden Ausführungen.

Die Methode beruht auf dem Grundgedanken, daß die Balken vorübergehend als horizontal unverschieblich angenommen werden, um daraufhin das elastische System als kontinuierliches Gebilde zu berechnen; alsdann wird der Einfluß der Verschiebungen gesondert ermittelt und zusätzlich in Rechnung gestellt. Dieser Weg ist bei beliebiger, lotrechter und seitlicher Belastung gangbar und gibt unter Ausschluß verwickelter Elastizitätsgleichungen und zeitraubender Formelrechnung einen äußerst übersichtlichen Rechnungsgang ab.

*) Auf Seite 69 in dem Werk „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger mit Rücksicht auf die Anwendung in der Praxis zur Berechnung der durchlaufenden und der mehrstöckigen Rahmen in Eisenbeton, sowie der eingespannten gelenklosen Brückengewölbe“, Verlag von W. Ernst & Sohn, wurde hierauf bereits hingewiesen.

Der hier betrachtete Rahmen ist sechsfach statisch unbestimmt, und bei der gemeinhin vorgenommenen Berechnung nur sehr umständlich zu

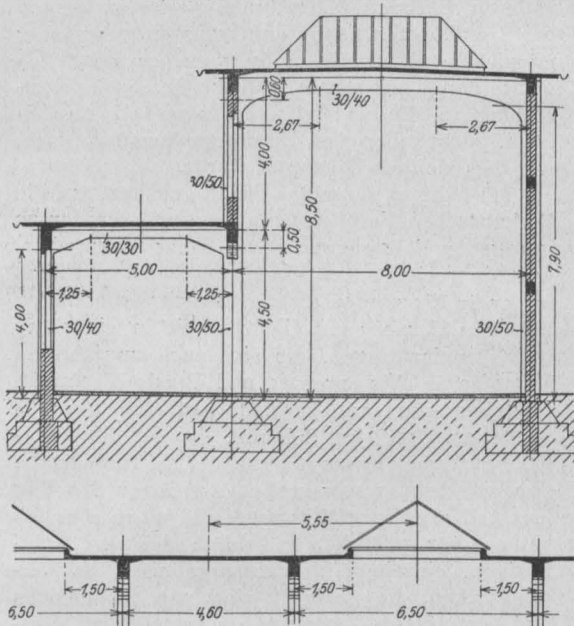


Fig. 1.

behandeln. Bei der den „Neueren Methoden...“ entsprechenden Berechnungsweise ist man außerdem viel freier und kann die verschiedenen Belastungen spielend leicht berücksichtigen, sofern man den Rahmen für eine Belastung erst einmal

durchgerechnet hat. Auch besondere konstruktive Eigenheiten können ohne jede Schwierigkeit einfacher wie sonst berücksichtigt werden.

Ermittlung der Trägheitsmomente.

Die Trägheitsmomente vom Plattenbalken berechnen sich allgemein nach der Formel

$$J = \frac{b h^3}{12} \mu,$$

wobei die Beizahl μ für gebräuchliche Verhältnisse von $b_0 : b$ und $d : h$ aus einer graphischen Tabelle in den „Neueren Methoden...“ hervorgeht. Die wirksame Plattenbreite b wird hier zu 2,0 m angenommen.

Oberer Balken

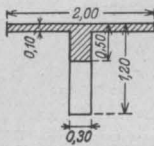


Fig. 2.

$$\text{Balkenmitte} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{10}{50} = 0,20, \quad \frac{b_0}{b} = \frac{30}{200} = 0,15, \\ \text{dafür } \mu = 0,309 \\ J_m = \frac{b h^3}{12} \mu = \frac{2,0 \cdot 0,50^3}{12} \cdot 0,309 \\ = 0,00645 \text{ m}^4. \end{array} \right.$$

$$\text{Auflager} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{10}{120} = 0,083, \quad \frac{b_0}{b} = \frac{30}{200} = 0,15, \\ \text{dafür } \mu = 0,272 \\ J_a = \frac{b h^3}{12} \mu = \frac{2,0 \cdot 1,20^3}{12} \cdot 0,272 \\ = 0,07827 \text{ m}^4. \end{array} \right.$$

Unterer Balken

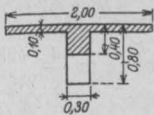


Fig. 3.

$$\text{Balkenmitte} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{10}{40} = 0,25, \quad \frac{b_0}{b} = \frac{30}{200} = 0,15, \\ \text{dafür } \mu = 0,313, \\ J_m = \frac{2,0 \cdot 0,40^3}{12} \cdot 0,313 = 0,00333 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Auflager} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{10}{80} = 0,125, \quad \frac{b_0}{b} = \frac{30}{200} = 0,15, \\ \text{dafür } \mu = 0,295, \\ J_a = \frac{2,0 \cdot 0,80^3}{12} \cdot 0,295 = 0,02513 \text{ m}^4. \end{array} \right.$$

Stützen vom großen Rahmen (Stützen 2, 3 und 4)

$$J = \frac{0,30 \cdot 0,50^3}{12} = 0,00313 \text{ m}^4,$$

Stütze vom kleinen Rahmen (Stütze 1)

$$J = \frac{0,30 \cdot 0,40^3}{12} = 0,00160 \text{ m}^4.$$

Bestimmung der Formänderungswinkel.

Die Winkel betragen beim Balken*)

$$\alpha = \frac{1}{2 E J_m} q_a \quad \text{und} \quad \beta = \frac{1}{6 E J_m} q_b.$$

q_a und q_b sind von der Balkenform abhängige Zahlen, die auf Grund der Werte

$$c = \sqrt[3]{\frac{J_a}{J_m}} - 1, \quad \lambda = \frac{\text{Voutenlänge}}{\text{Spannweite}},$$

für geradlinig oder parabolisch ansteigende Vouten aus Tabellen in dem Werk „Neuere Methoden...“ entnommen werden können.

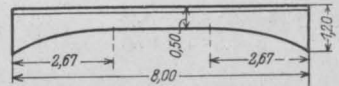


Fig. 4.

Oberer Balken (Voute parabolisch, Fig. 4).
Es ist

$$c = \sqrt[3]{\frac{0,07827}{0,00645}} - 1 = 1,30, \quad \lambda = \frac{1}{3},$$

wofür man aus der Tabelle S. 17

$$q_a = 0,661 \quad \text{und} \quad q_b = 0,814$$

entnimmt. Mithin wird

$$E \alpha = \frac{8,0}{2 \cdot 0,00645} \cdot 0,661 = 410 \text{ 1/m}^3,$$

$$E \beta = \frac{8,0}{6 \cdot 0,00645} \cdot 0,814 = 168 \text{ „}$$



Fig. 5.

Unterer Balken (Voute gerade, Fig. 5)

$$c = \sqrt[3]{\frac{0,02513}{0,00333}} - 1 = 0,96, \quad \lambda = \frac{1}{4},$$

*) Es handelt sich hier um die Winkel der elastischen Linie am Balkenende. α entsteht, wenn $M = 1$ am linken und am rechten Balkenende angreift. An dem Balkenende, einem Moment $M = 1$ gegenüber, entsteht β .

wofür (S. 15)

$$p_a = 0,694 \quad \text{und} \quad p_b = 0,842,$$

sowie

$$E\alpha = \frac{5,0}{2 \cdot 0,00333} \cdot 0,694 = 521 \text{ 1/m}^3,$$

$$E\beta = \frac{5,0}{6 \cdot 0,00333} \cdot 0,842 = 211 \text{ "}$$

Die Winkel betragen bei den Stützen*)

$$\alpha_{us} = \frac{h'(2h - h')}{2hEJ},$$

$$\alpha_{os} = \frac{h'^2}{2hEJ},$$

$$\beta_s = \frac{h'^2(3h - 2h')}{6h^2EJ}.$$

Stütze 1 (linke Stütze)

$$(h = 4,5 \text{ m}, \quad h' = 4,0 \text{ m}, \quad J = 0,00160 \text{ m}^4)$$

$$E\alpha_{us} = \frac{4,0(2 \cdot 4,5 - 4,0)}{2 \cdot 4,5 \cdot 0,00160} = 1389 \text{ 1/m}^3,$$

$$E\alpha_{os} = \frac{4,0^2}{2 \cdot 4,5 \cdot 0,00160} = 1111 \text{ "},$$

$$E\beta_s = \frac{4,0^2(3 \cdot 4,5 - 2 \cdot 4,0)}{6 \cdot 4,5^2 \cdot 0,00160} = 453 \text{ "}.$$

Stütze 2 (Zwischenstütze unterer Teil)

$$(h = 4,5 \text{ m}, \quad h' = 4,0 \text{ m}, \quad J = 0,00313 \text{ m}^4)$$

$$E\alpha_{us} = \frac{4,0(2 \cdot 4,5 - 4,0)}{2 \cdot 4,5 \cdot 0,00313} = 710 \text{ 1/m}^3,$$

$$E\alpha_{os} = \frac{4,0^2}{2 \cdot 4,5 \cdot 0,00313} = 569 \text{ "},$$

$$E\beta_s = \frac{4,0^2(3 \cdot 4,5 - 2 \cdot 4,0)}{6 \cdot 4,5^2 \cdot 0,00313} = 231 \text{ "}.$$

Stütze 3 (rechte Stütze)

$$(h = 8,5 \text{ m}, \quad h' = 7,9 \text{ m}, \quad J = 0,00313 \text{ m}^4)$$

$$E\alpha_{us} = \frac{7,9(2 \cdot 8,5 - 7,9)}{2 \cdot 8,5 \cdot 0,00313} = 1351 \text{ 1/m}^3,$$

$$E\alpha_{os} = \frac{7,9^2}{2 \cdot 8,5 \cdot 0,00313} = 1173 \text{ "},$$

$$E\beta_s = \frac{7,9^2(3 \cdot 8,5 - 2 \cdot 7,9)}{6 \cdot 8,5^2 \cdot 0,00313} = 446 \text{ "}.$$

Stütze 4 (Zwischenstütze oberer Teil)

$$(h = 4,0 \text{ m}, \quad h' = 3,4 \text{ m}, \quad J = 0,00313 \text{ m}^4)$$

$$E\alpha_{us} = \frac{3,4(2 \cdot 4,0 - 3,4)}{2 \cdot 4,0 \cdot 0,00313} = 624 \text{ 1/m}^3,$$

$$E\alpha_{os} = \frac{3,4^2}{2 \cdot 4,0 \cdot 0,00313} = 461 \text{ "},$$

$$E\beta_s = \frac{3,4^2(3 \cdot 4,0 - 2 \cdot 3,4)}{6 \cdot 4,0^2 \cdot 0,00313} = 200 \text{ "}.$$

Ermittlung der Festpunkte.

Man benutzt die Gleichungen*)

$$(\text{Balken}) \quad a = \frac{l\beta}{\alpha + \epsilon_a}, \quad b = \frac{l\beta}{\alpha + \epsilon_b},$$

$$(\text{Stützen}) \quad a = \frac{h\beta_s}{\alpha_{us} + \epsilon_u}, \quad b = \frac{h\beta_s}{\alpha_{os} + \epsilon_o},$$

wobei ϵ die Drehung an der Einspannstelle infolge $M = 1$ darstellt (Einspannungsgrad). Häufig kommt dafür der Winkel eines Balkens oder einer Stütze in Betracht, wofür

$$(\text{Balken}) \quad \gamma_a = \alpha - \beta \frac{l}{l-a}, \quad \gamma_b = \alpha - \beta \frac{l}{l-b},$$

$$(\text{Stützen}) \quad \gamma_s = \alpha_{os} - \beta_s \frac{h}{h-a}, \quad \gamma_s' = \alpha_{us} - \beta_s \frac{h}{h-b},$$

Hiernach erhält man

$$\text{Stütze 1 } (\epsilon_u = 0) \quad a = \frac{4,5 \cdot 453}{1389} = 1,47 \text{ m},$$

$$(h - a = 3,03 \text{ m}),$$

$$E\gamma_s = 1111 - 453 \cdot \frac{4,50}{3,03} = 438 \text{ 1/m}^3 (\text{Winkel am Kopf}).$$

$$\text{Stütze 2 } (\epsilon_u = 0) \quad a = \frac{4,5 \cdot 231}{710} = 1,47 \text{ m},$$

$$(h - a = 3,03 \text{ m}).$$

$$E\gamma_s = 569 - 231 \cdot \frac{4,50}{3,03} = 226 \text{ 1/m}^3,$$

$$\text{Stütze 3 } (\epsilon_u = 0) \quad a = \frac{8,5 \cdot 446}{1351} = 2,81 \text{ m},$$

$$(h - a = 5,69 \text{ m}),$$

$$E\gamma_s = 1173 - 446 \cdot \frac{8,50}{5,69} = 507 \text{ 1/m}^3.$$

*) Es wird die Verstärkung berücksichtigt, die bei der Stütze, soweit dieselbe in den Balken hineinreicht, vorliegt. Die Höhe der Stütze ist h , und bis Unterkante Verstärkung gemessen h' .

*) Zur Ermittlung der Festpunkte ist in dem Werk „Neuere Methoden....“, Verlag von W. Ernst u. Sohn, noch ein äußerst einfaches graphisches Verfahren enthalten.

$$\text{Balken (unten)} \quad a = \frac{5,0 \cdot 211}{521 + 438} = 1,10 \text{ m},$$

$$(l - a = 3,90 \text{ m}),$$

$$E \gamma_a = 521 - 211 \cdot \frac{5,00}{3,90} = 250 \text{ 1/m}^3.$$

Einspannungsgrad für Stütze 4

$$E \gamma = \frac{250 \cdot 226}{250 + 226} = 119 \text{ 1/m}^{3**}.$$

$$\text{Stütze 4} \quad a = \frac{4,0 \cdot 200}{624 + 119} = 1,08 \text{ 1/m}^3,$$

$$(h - a = 2,92 \text{ m}),$$

$$E \gamma_s = 461 - 200 \cdot \frac{4,00}{2,92} = 187 \text{ 1/m}^3.$$

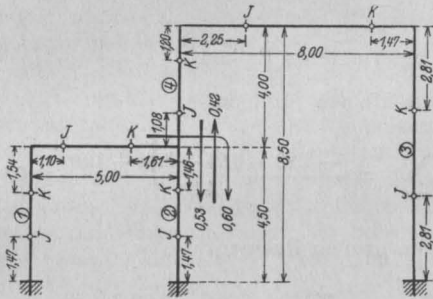


Fig. 6.

$$\text{Balken (oben)} \quad a = \frac{8,0 \cdot 168}{410 + 187} = 2,25 \text{ m},$$

$$(l - a = 5,75 \text{ m}),$$

$$E \gamma_a = 410 - 168 \cdot \frac{8,00}{5,75} = 176 \text{ 1/m}^3.$$

$$\text{Stütze 3} \quad b = \frac{8,5 \cdot 446}{1173 + 176} = 2,81 \text{ m}.$$

$$\text{Balken (oben)} \quad b = \frac{8,0 \cdot 168}{410 + 507} = 1,47 \text{ m},$$

$$(l - b = 6,53 \text{ m}),$$

$$E \gamma_b = 410 - 168 \cdot \frac{8,00}{6,53} = 204 \text{ 1/m}^3.$$

$$\text{Stütze 4} \quad b = \frac{4,0 \cdot 200}{461 + 204} = 1,20 \text{ m},$$

$$(h - b = 2,80 \text{ m}),$$

$$E \gamma_s' = 624 - 200 \cdot \frac{4,00}{2,80} = 338 \text{ 1/m}^3.$$

Einspannungsgrad für Stütze 2

$$E \gamma = \frac{338 \cdot 250}{338 + 250} = 144 \text{ 1/m}^3.$$

$$\text{Stütze 2} \quad b = \frac{4,5 \cdot 231}{569 + 144} = 1,46 \text{ m},$$

$$E \gamma = \frac{338 \cdot 226}{338 + 226} = 135 \text{ 1/m}^3.$$

$$\text{Balken (unten)} \quad b = \frac{5,0 \cdot 211}{521 + 135} = 1,61 \text{ m},$$

$$(l - b = 3,39 \text{ m}),$$

$$E \gamma_b = 521 - 211 \cdot \frac{5,00}{3,39} = 210 \text{ 1/m}^3.$$

$$\text{Stütze 1} \quad b = \frac{4,5 \cdot 453}{1111 + 210} = 1,54 \text{ m}.$$

Zerlegung der Momente.

Dort, wo sich der untere Balken mit der Zwischenstütze vereinigt, ergibt sich die Notwendigkeit, die Momente zu zerlegen.

Wirkt an zwei miteinander verbundenen Stäben a und b das Moment $M=1$, so entfällt davon auf den Stab a (siehe „Neuere Methoden...“)

$$\mu_a = \frac{\frac{1}{2} \text{ am Stab b}}{\frac{1}{2} \text{ am Stab a} + \frac{1}{2} \text{ am Stab b}}.$$

Den Rest $1 - \mu_a$ nimmt der Stab b auf. Die Winkel sind dabei jene, die jeweils an den betreffenden Stäben allein infolge $M=1$ entstehen.

Von $M=1$ an der durchlaufenden Stütze geht nach unten

$$\mu_u = \frac{\gamma_s' (\text{St. 4})}{\gamma_s (\text{St. 2}) + \gamma_s' (\text{St. 4})} = \frac{338}{226 + 338} = 0,60.$$

Bei einem von oben nach unten fortschreitenden Moment gilt für den Teil im Stützenkopf

$$\mu_{ou} = \frac{\gamma_a (\text{Balk.})}{\gamma_s (\text{St. 2}) + \gamma_a (\text{Balk.})} = \frac{250}{226 + 250} = 0,53,$$

und ein Moment im entgegengesetzten Sinne fortschreitend, bringt im Fuß der oberen Stütze

$$\mu_{uo} = \frac{\gamma_a (\text{Balk.})}{\gamma_s' (\text{St. 4}) + \gamma_a (\text{Balk.})} = \frac{250}{338 + 250} = 0,42.$$

**) Dieser Wert entspricht dem Winkel, der entsteht, wenn am Balken und an der Stütze 2 ein Moment $M=1$ gemeinsam wirkt. Um den Winkel bei zwei miteinander verbundenen Stäben zu bestimmen, hat man demnach das Produkt der Winkel der einzelnen Stäbe durch die Summe derselben zu teilen.

Berücksichtigung vom Eigengewicht bei horizontal unverschieblichen Balken (Fig. 7).

Die Gewichte betragen:

Dachdecke einschl. Abdeckung 0,250 t/m²,

Oberlicht 0,025 t/m².

Oberer Balken

Dachdecke $3,80 \cdot 0,250 = 0,950 \text{ t/m,}$

Oberlicht $1,75 \cdot 0,025 = 0,044$

Balken $0,30 \cdot 0,50 \cdot 2,4 = 0,360$ „ „

Oberlicht Einf. $0,10 \cdot 0,15 \cdot 2,4 = 0,036$

$$y_3 = 1,390 \text{ t/m.}$$

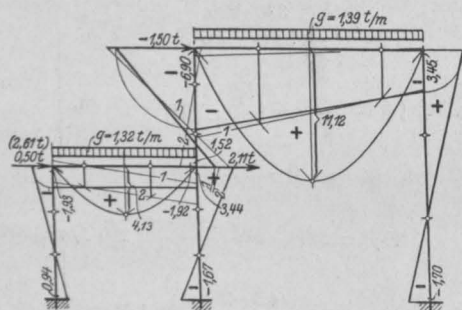


Fig. 7.

Unterer Balken

Dachdecke + Oberlicht + Einf. (wie vor) 1,030 t/m.

Balken $0,30 \cdot 0,40 \cdot 2,4 = \approx 0,290$

$$g = 1,320 \text{ t/m}$$

Bei freier Auflagerung entstehen die Momente

Oberer Balken $M_0 = \frac{1,39 \cdot 8,0^2}{8} = 11,12 \text{ mt.}$

Unterer $M_0 = \frac{1,32 \cdot 5,0^2}{8} = 4,13$

Hiernach sind nun die Momentenparabeln aufzutragen. Die Momente findet man unter Anlehnung an das bekannte Rittersche Verfahren (Prof. W. Ritter, Graphische Statik, Bd. III), wonach man den Scheitel der Parabeln mit den

Auflagern verbindet und die Schlußlinie durch die sich ergebenden Schnittpunkte auf den Festlinien legt. Außerhalb des belasteten Feldes verlaufen die Momentenlinien sinngemäß wie beim gewöhnlichen kontinuierlichen Balken. Als besonderer Umstand ist hier nur zu beachten, daß sich die Momente beim Überschreiten jener Stelle, wo sich der untere Balken mit der Zwischenstütze vereinigt, nach zwei Richtungen hin auf Grund der bereits berechneten Übergangszahlen zerlegen.

Sind die Momente bestimmt (Fig. 7), so werden die Kräfte ermittelt, die wirken müssen, um die Balken in horizontalem Sinne in Ruhe zu halten.

Man erhält beim oberen Balken (vergl. „Neuere Methoden....“)

$$\sum_{S'} = \sum \frac{M_{k'} - M_{u'}}{h} = \frac{-6,90 - 1,52}{4,0} + \frac{3,45 + 1,70}{8,5} = -1,50 \text{ t,}$$

und beim unteren Balken

(vom kleinen Rahmen)

$$\sum S' = \frac{-1,93 - 0,94 + 3,44 + 1,67}{4,5} = 0,50 \text{ t,}$$

(vom großen Rahmen)

$$\sum S' = - \sum \frac{M_k' - M_u'}{h} = \frac{6,90 + 1,52}{4,0} = 2,11 \text{ t},$$

zusammen $\sum S' = 2,61 \text{ t.}$

Wenn diese Kräfte außer dem Eigengewicht noch als äußere Lasten wirken, dann ist die in Fig. 7 dargestellte Momentenfläche richtig. Es ist nun leicht verständlich, daß man, wenn die Reaktion dieser Kräfte berücksichtigt wird, die Momente bei frei verschieblichen Balken erhält, um deren Ermittlung es sich ja auch handelt. Um die Rechnung in dieser Weise durchführen zu können, muß der Einfluß der Verschiebung der Balken bekannt sein, welcher nunmehr in Folgendem festgestellt wird. (Schluß folgt.)

ÜBER DIE BESTIMMUNG VON EISENBETONQUERSCHNITTEN BEI
EXZENTRISCHEN DRUCKKRÄFTEN.

Von B. Löser, i. Fa. Kell et Löser, z. Zt. im Felde.

Unter dieser Überschrift veröffentlicht Herr Dipl.-Ing. Walther Kunze im Augustheft dieser Zeitschrift eine bemerkenswerte Arbeit, die sich

u. a. auf meine Abhandlung „Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung

und Druck“, Beton und Eisen 1915, Heft XI, XII/XIII bezieht. Die Kunzeschen Ausführungen veranlassen mich zu folgenden Bemerkungen.

Es war nicht meine Absicht, die Mörschsche Gleichung dritten Grades zur Ermittlung von x bei Rechteckquerschnitten schlechthin als falsch zu erweisen. Vielmehr wollte ich zeigen, daß sie — wie alle auf gleicher Grundlage ruhenden andren Methoden — nur in gewissen Fällen anwendbar ist. Ich schrieb im Abschnitt 5:

„Die bisher üblichen Verfahren liefern nur in den Sonderfällen zutreffende Ergebnisse, in denen sich die Lage der Stützlinie bei Verschiebung der Systemachse nicht ändert, was bei statisch bestimmten Konstruktionen der Fall sein kann.“

Die bisher gemachten Fehler liegen nicht in der fraglichen Gleichung, sondern in ihrer unzulässigen Verallgemeinerung auf statisch unbestimmte Tragwerke, bei denen sie ihren Voraussetzungen nach nicht angewendet werden darf. In Literatur und Praxis vermengte man bisher je nach Bedarf „Achsenmoment“ und „Mittenmoment“, ohne zu bemerken, daß letzteres bei statisch unbestimmten Tragwerken unbekannt ist und erst am Schluß der Rechnung aus x , b , h , F_e und F_e' und dem Achsenmoment gefunden werden kann. Die bisher gebräuchlichen Verfahren setzen das Mittenmoment als bekannt voraus und versagen deshalb bei statisch unbestimmten Tragwerken, bei denen wohl oder übel das Achsenmoment den einzig möglichen Ausgangspunkt der Spannungs- oder Querschnittsberechnung bilden muß. Also nochmals: Nicht Prof. Mörschs Gleichung dritten Grades für x ist falsch, sondern ihre Anwendung auf statisch unbestimmte Tragwerke. Herr Kunze schreibt:

„Damit ist hinsichtlich der Formeln von Mörsch und von Löser der Nachweis erbracht, daß eine Formel so richtig ist wie die andere, daß man, wenn man nach Mörsch rechnen will, den Abstand der Längskraft von der Querschnittsmitte aus messen muß, bei Löser's Rechnungsweise hingegen den Abstand der Längskraft von der Querschnittsachse zu nehmen hat.“

Hiernach stünde es im Belieben des Bearbeiters, den alten bequemen oder den neuen unbequemen Rechnungsweg zu wählen. Das ist unzutreffend. Die alten Verfahren sind richtig nur bei statisch bestimmten Tragwerken, weil man nur bei diesen den Abstand der Normalkraft von der Querschnittsmitte kennt. Die neuen Methoden müssen — ob man will oder nicht — angewendet werden bei allen statisch unbestimmten Tragwerken, da man bei ihnen den Abstand der Längskraft von der Querschnittsachse kennt, nicht den von der Mittel-

linie. Dem Belieben des Rechners ist kein Spielraum gegeben.

Um die Grenzen der Geltungsbereiche der alten und der neuen Methoden klar zu erkennen, sollen statisch unbestimmte und statisch bestimmte Tragwerke in ihren Querschnittsbeziehungen gegenübergestellt werden.

Im Folgenden wird unter Tragwerksachse der geometrische Ort der Schwerpunkte aller Querschnitte verstanden. Jeder Querschnitt besteht aus den statisch wirksamen Elementen vom Inhalt

$$b \times n (F_e + F_e').$$

Die Tragwerksmittellinie ist der geometrische Ort der Schnittpunkte der Diagonalen aller Querschnittsrechtecke bH .

Mit den in der Abbildung eingetragenen Bezeichnungen und den Hilfsgrößen

$$\mathfrak{F} = \frac{n}{b} (F_e + F_e')$$

$$\mathfrak{S} = \frac{n}{b} (F_e h + F_e' h')$$

$$\mathfrak{I} = \frac{n}{b} (F_e h^2 + F_e' h'^2)$$

bestehen für einen 1 cm breiten Querschnittstreifen folgende Beziehungen:

Inhalt F_i des wirksamen Querschnittes:

$$F_i = x + \mathfrak{F}$$

Statisches Moment des wirksamen Querschnittes, bezogen auf die Nulllinie:

$$S_x = \frac{1}{2} x^2 + x \mathfrak{F} - \mathfrak{S}$$

Statisches Moment des wirksamen Querschnittes, bezogen auf den oberen Querschnittsrand:

$$S_0 = \frac{1}{2} x^2 + \mathfrak{S}$$

Schwerpunktsentfernung s_x von der Nulllinie:

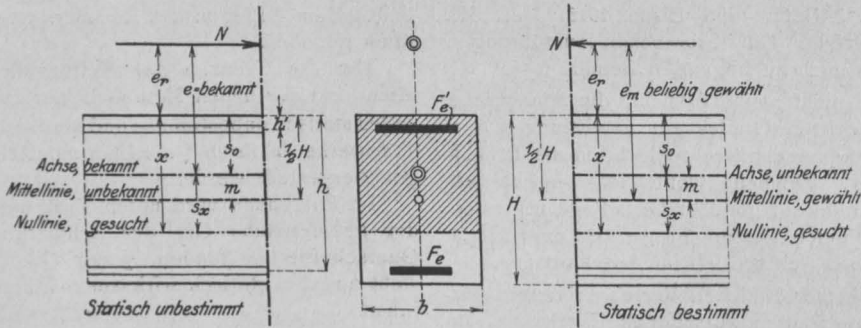
$$s_x = \frac{S_x}{F_i} = \frac{\frac{1}{2} x^2 + x \mathfrak{F} - \mathfrak{S}}{x + \mathfrak{F}}$$

Schwerpunktsentfernung s_0 vom oberen Rand:

$$s_0 = \frac{S_0}{F_i} = \frac{\frac{1}{2} x^2 + \mathfrak{S}}{x + \mathfrak{F}}$$

Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes, bezogen auf die Nulllinie:

$$J_x = \frac{1}{3} x^3 + x^2 \mathfrak{F} - 2x \mathfrak{S} + \mathfrak{I}.$$



Gegenüberstellung.

a.

Querschnitte statisch unbestimmter Tragwerke.

1.

Die Stützlinie ist abhängig sowohl von der Lage der Tragwerkstützpunkte als vom Verlauf der Tragwerkachse zwischen diesen Stützpunkten. Stützlinie und Tragwerksachse sind einander zugeordnet. Änderungen der Tragwerkachse haben Änderungen der Stützlinie zur Folge. Vor Ermittlung der Stützlinie muß die Tragwerksachse ihrem ganzen Verlaufe nach festgelegt werden.

2.

Nach Ermittlung der Stützlinie kann für jeden Querschnitt ihr Abstand e von der Tragwerksachse gemessen und das Achsenmoment

$$M = N e$$

angegeben werden. Die Lage der Querschnittsmitte kann erst bestimmt werden, nachdem x und alle Abmessungen b , h , F_e und F_e' bekannt sind. Denn

$$m = \frac{1}{2} H - s_0$$

$$m = \frac{1}{2} H - \frac{\frac{1}{2} x^2 + \mathfrak{C}}{x + \mathfrak{F}}$$

Unbekannt ist mithin auch der Abstand $e_m = e + m$, der Stützlinie von der Querschnittsmitte, desgleichen $e_r = e + m - \frac{H}{2}$ vom oberen Querschnittsrand. Unauffindbar ist daher am Beginn der Rechnung das Mittenmoment

$$M_m = N(e + m)$$

und unmöglich ist es, von dem Mittenmoment M_m auszugehen, um x oder einige der Abmessungen b , h , F_e und F_e' zu finden. M_m ist eine Funktion aller eben genannten Größen und ist von jeder derselben abhängig.

b.

Querschnitte statisch bestimmter Tragwerke.

1.

Die Stützlinie ist nur abhängig von der Lage der Stützpunkte, aber unabhängig vom Verlauf der Tragwerkachse zwischen diesen Stützpunkten. Stützlinie und Auflagersehne sind einander zugeordnet. Änderungen der Tragwerkachse gegen die festliegende Auflagersehne beeinflussen die Stützlinie nicht. Vor Ermittlung der Stützlinie brauchen nur die beiden Stützpunkte, nicht aber Tragwerkachse oder Mittellinie festgelegt zu werden.

2.

Nach Ermittlung der Stützlinie kann für jeden Querschnitt ihr Abstand e_m von der Mittellinie beliebig gewählt und das Mittenmoment

$$M_m = N e_m$$

angegeben werden. Die Lage der Querschnittsachse kann nach Festlegung der Mittellinie erst bestimmt werden, nachdem x und alle Abmessungen b , h , F_e und F_e' bekannt sind. Denn

$$m = \frac{1}{2} H - s_0$$

$$m = \frac{1}{2} H - \frac{\frac{1}{2} x^2 + \mathfrak{C}}{x + \mathfrak{F}}$$

Die Kenntnis der Tragwerksachse ist jedoch nicht erforderlich.

Das Maß e_m darf beliebig gewählt werden, weil die Stützlinie zwischen den festen Stützpunkten ihren Verlauf behält, wie auch x in den einzelnen Querschnitten ausfallen und wie auch die Tragwerksachse verlaufen möge. Das Mittenmoment M_m ist deshalb zu Beginn der Rechnung bekannt und kann als Ausgangspunkt der Querschnittsberechnung benutzt werden.

3.

Die Entfernung x der Nulllinie vom gedrückten Querschnittsrand folgt aus der allgemeinen Gleichung

$$e + s_x = \frac{J_x}{S_x},$$

wo $e + s_x$ die Entfernung der Normalkraft N von der Nulllinie bedeutet. $e + s_x$ kann nicht durch $e_r + x$ ersetzt werden, weil e_r unbekannt und eine Funktion von x ist. Mit den oben angegebenen Beziehungen geht die allgemeine Gleichung über in

$$e + \frac{\frac{1}{2}x^2 + x\delta - \mathfrak{C}}{x + \delta} = \frac{\frac{1}{3}x^3 + x^2\delta - 2x\mathfrak{C} + \mathfrak{I}}{\frac{1}{2}x^2 + x\delta - \mathfrak{C}}$$

woraus

$$0 = \begin{cases} x^4 \\ + x^3(4\delta - 6e) \\ - 6x^2(2\mathfrak{C} + 3e\delta) \\ + 12x(\mathfrak{I} + e\mathfrak{C} - e\delta^2) \\ + 12(\mathfrak{I}\delta - \mathfrak{C}^2 + e\delta\mathfrak{C}). \end{cases}$$

Diese in meiner Abhandlung unter VI^b angegebene Beziehung stellt die allgemeine Gleichung zur Bestimmung von x aus e und den Abmessungen b , h , F_e und F_e' dar.

4.

Die Lage der Querschnittsmitte und der Querschnittsränder zu der anfangs festliegenden Tragwerksachse ergibt sich erst nach Ermittlung von x und s_0 aus

$$m = \frac{1}{2}H - \frac{\frac{1}{2}x^2 + \mathfrak{C}}{x + \delta}.$$

Es ist unmöglich, außer der Tragwerksachse die Tragwerksmittellinie am Beginn der Rechnung festzulegen. Das Gleiche gilt für die Querschnittsränder.

5.

Der Mittenmoment M_m kann aus dem Achsenmoment M erst nach Kenntnis von x berechnet werden.

$$M_m = N(e + m)$$

$$M_m = Ne + Nm$$

$$M_m = M + Nm$$

$$M_m = M + N \left(\frac{1}{2}H - \frac{\frac{1}{2}x^2 + \mathfrak{C}}{x + \delta} \right)$$

3.

Die Entfernung x der Nulllinie vom gedrückten Querschnittsrand folgt aus der allgemeinen Gleichung

$$e + s_x = \frac{J_x}{S_x}.$$

$e + s_x$ bedeutet die Entfernung der Normalkraft N von der Nulllinie, wofür, da e unbekannt, gesetzt werden muß

$$e + s_x = e_m - \frac{1}{2}H + x = e_r + x.$$

e_r bedeutet die bekannte Entfernung des gedrückten Querschnittsrandes von der Kraft N . Damit wird aus der allgemeinen Gleichung

$$e_r + x = \frac{\frac{1}{3}x^3 + x^2\delta - 2x\mathfrak{C} + \mathfrak{I}}{\frac{1}{2}x^2 + x\delta - \mathfrak{C}}$$

und

$$0 = \begin{cases} x^3 \\ + 3e_r x^2 \\ + 6x(e_r\delta + \mathfrak{C}) \\ - 6(e_r\mathfrak{C} - \mathfrak{I}). \end{cases}$$

Diese in meiner Abhandlung mit Nummer 86 bezeichnete Gleichung deckt sich mit der Mörsch'schen Gleichung 3. Grades.

4.

Die Lage der Tragwerksachse, die zur Spannungsberechnung nicht bekannt zu sein braucht, zu der gewählten Mittellinie ergibt sich erst nach Ermittlung von x aus

$$m = \frac{1}{2}H - \frac{\frac{1}{2}x^2 + \mathfrak{C}}{x + \delta}.$$

Es ist unmöglich, außer der anfangs gewählten Tragwerksmittellinie auch die Tragwerksachse am Beginn der Rechnung festzulegen.

5.

Da das Mittenmoment M_m zu Beginn der Rechnung angegeben werden kann und von x , und den Abmessungen b , h , F_e und F_e' unabhängig ist, liefern die bisher üblichen Methoden, die M_m als Ausgangspunkt zur Bestimmung von x oder einiger der Abmessungen b , h , F_e und F_e' benutzen, zutreffende Ergebnisse. Sie müssen angewandt werden, wenn die Tragwerksmittellinie vor der Querschnittsberechnung festgelegt worden ist. Die neuen Methoden sind dann nicht anwendbar, weil das Achsenmoment $M = Ne$ zu Beginn der Rechnung nicht angegeben werden kann.

Die bisher gebräuchlichen Methoden zur Bestimmung von x oder einiger der Abmessungen b, h, F_e und F_e' benutzen das Mittenmoment M_m als Ausgangspunkt. Da M_m aber am Beginn der Rechnung unbekannt ist, weil es von x und allen Abmessungen abhängt, versagen die bisher gebräuchlichen Methoden bei allen Querschnitten statisch unbestimmter Tragwerke und man ist bei solchen gezwungen, nach den von Kunze oder von mir angegebenen Rechnungswegen zu arbeiten. Diese liefern im Gegensatz zu den bisher gebräuchlichen Methoden zutreffende Ergebnisse, weil sie von dem Achsenmoment $M = N e$ ausgehen.

Will man jedoch die allgemeingültigen neuen Methoden auch bei statisch bestimmten Tragwerken verwenden, so muß man die Tragwerksachse an Stelle der Mittellinie vor der Querschnittsberechnung festlegen. Dann kann man nach Darstellung der Stützlinie deren Entfernung e von der Achse messen und das Achsenmoment $M = N e$ bilden.

Bei statisch bestimmten Tragwerken hat man die Wahl, nach den alten oder den neuen Methoden zu rechnen. Bei Benutzung der alten Verfahren muß die Tragwerksmittellinie, bei Benutzung der neuen die Tragwerksachse zu Beginn der Rechnung festgelegt werden. Da die alten Verfahren bequemer sind, wird man sie bei statisch bestimmten Tragwerken im allgemeinen vorziehen.

Durch vorstehende Ausführungen dürfte bezüglich des Geltungsbereiches erwiesen sein:

1. Bei allen statisch unbestimmten Tragwerken müssen zur Querschnittsberechnung die neuen vom Achsenmoment $M = N e$ ausgehenden Verfahren angewendet werden. Die auf dem Mittenmoment $M_m = N e_m$ beruhenden Verfahren sind unbrauchbar.
2. Bei allen statisch bestimmten Tragwerken sind sowohl die alten, als die neuen Methoden anwendbar. Bei Benutzung der bequemerer alten Verfahren muß am Anfang der Rechnung die Tragwerksmittellinie gewählt werden, um das Mittenmoment $M_m = N e_m$ bilden zu können; bei Benutzung der neuen Verfahren muß zu Beginn der Rechnung die Tragwerksachse festgelegt werden, um das Achsenmoment bestimmen zu können.

Zu vorstehenden Äußerungen des Herrn Ing. Löser sei folgende

Erwiderung

gestattet:

Wenn in meiner Abhandlung gesagt ist, daß, der Nachweis erbracht ist, daß die Formel von Mörsch ebenso richtig ist, wie die von Löser, so geschah das, weil bisweilen das Verfahren nach Mörsch an

sich direkt für falsch gehalten wird, und weil zunächst bei der auffallenden Verschiedenheit der Ergebnisse beider Verfahren der Gedanke nahe liegt, daß nur eins von beiden richtig sein könne. Mit meinen Worten ist nicht gesagt, daß es in einem vorgelegten Falle ebenso richtig ist, das eine Verfahren anzuwenden, wie das andere.

Ich sage ausdrücklich, daß man, wenn man das Verfahren nach Mörsch anwenden will, den Abstand von der Querschnittsmitte aus messen muß. Wenn man diesen — wie bei statisch unbestimmten Systemen — anfangs nicht angeben kann, dann ist also dies Verfahren auch nicht anwendbar.

Um meine Übereinstimmung mit Herrn Ing. Löser's Ansicht deutlicher zum Ausdruck zu bringen, sei der Schlußsatz über diese Frage folgendermaßen — durch 2 Worte — abgeändert:

Jedes der beiden Verfahren — Mörsch und Löser — hat sein bestimmtes Anwendungsgebiet. Das von Mörsch eignet sich, schon wegen seiner größeren Einfachheit, für alle die Fälle, wo man den Abstand der Kraftwirkungslinie von der Querschnittsmitte kennt; das andere ist in den Fällen anzuwenden — und das sind wohl die häufigeren —, wo man zunächst ihren Abstand von der am Anfange des Entwurfs anzunehmenden Achse kennt.

Dresden, den 1. November 1916.

Dr.-Ing. W. Kunze.

ZUSCHRIFT AN DIE SCHRIFTFÜHRUNG.

In dem Buche des Herrn Professor K. Hager, München „Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons“ ist dem Verfasser, im Kapitel über „Teilweise Einspannung“ S. 229—236 ein Fehler unterlaufen, auf den hier aufmerksam gemacht werden soll.

Es handelt sich um folgendes Problem:

Die Platte einer Eisenbetondecke nach Fig. 1 wird gewöhnlich als ein freiaufliegender durchgehender Balken berechnet. Diese Berechnungs-

art ist nicht zutreffend. Sind die Felder ungleichförmig belastet, so entstehen infolge Drehung der Platte in den Rippen (sofern diese im Mauerwerk gegen Verdrehung eingespannt sind) Torsionsmomente. Da unter Umständen der Einfluß der Torsionsmomente auf die Platte bedeutend ist, soll eine genaue Rechnung diesen Einfluß berücksichtigen.

Es wird im Folgenden, da das Problem von Wichtigkeit ist, mit Rücksicht auf die Leser, die

das Buch von Professor Hager nicht kennen, die ganze Entwicklung kurz wiedergegeben werden. Wir beschränken uns hier auf die Behandlung eines Endfeldes AB, welches mit p gleichmäßig belastet ist, währenddem die benachbarten Felder unbelastet sind.

Es seien mit den Bezeichnungen des Buches:

ϵ der Elastizitätsmodul,

Θ das Trägheitsmoment der Platte pro Längeneinheit,

M_a das Auflagermoment der Platte pro Längeneinheit,

α die Neigung der elastischen Linie in A. Bekanntlich ist nach Müller-Breslau:

$$M_a = \frac{3 \epsilon \Theta}{l} \alpha - \frac{p l^2}{8} \dots \dots (255)$$

Infolge der Durchbiegung der Platte, werden die Rippen verdreht. In jedem Punkte ist die Verdrehung der Platte gleich der Verdrehung der Rippe.

Bezeichnet man ferner mit:

γ den Gleitmodul, mit M_d Θ_p ds F das Torsionsmoment, das polare Trägheitsmoment, ein Längenelement, den Querschnitt der Rippe CD, so erhält man nach Saint-Venant:

$$\alpha = \int_0^s M_d \frac{40 \Theta_p}{\gamma F^4} ds \dots \dots (25)$$

mit Benutzung der Gl. (255) ergibt sich:

$$M_a = \frac{3 \epsilon \Theta}{l} \int_0^s M_d \frac{40 \Theta_p}{\gamma F^4} ds - \frac{p l^2}{8}.$$

Setzt man $\gamma = \frac{4}{10} \epsilon$ und schreibt zur Vereinfachung

$$\frac{3 \epsilon \Theta}{l} \cdot \frac{40 \Theta_p}{\gamma F^4} = k = \frac{300 \Theta \Theta_p}{l F^4} \dots \dots (258)$$

so wird

$$M_a = k \int_0^s M_d ds - \frac{p l^2}{8}.$$

woraus

$$\frac{d M_a}{ds} = k M_d \dots \dots (I)$$

folgt.

Nun setzt der Verfasser $M_d = -M_a$ und erhält als Resultat:

$$M_a = \frac{1}{C} e^{-ks}.$$

Diese letzte Überlegung ist nicht richtig. Das Torsionsmoment des Balkens CD, M_d ist nicht gleich und entgegengesetzt dem Auflagermoment der Platte M_a .

Dieses kann folgendermaßen bewiesen werden:

An einem Längenelement $AA_1 = ds$ greifen drei Torsionsmomente an, die im Gleichgewicht sind: in A das Torsionsmoment M_d , in A_1 $M_d + d M_d$ und stetig über ds verteilt, das Auflagermoment M_a ds der Platte.

Die Gleichgewichtsbedingung lautet:

$$M_d + d M_d = M_d + M_a ds$$

oder

$$\frac{d M_d}{ds} = M_a,$$

durch Differentiation von (I) erhält man

$$\frac{d^2 M_a}{ds^2} = k \frac{d M_d}{ds} = k M_a.$$

Das allgemeine Integral dieser Differentialgleichung ist bekanntlich:

$$M_a = C_1 e^{s \sqrt{k}} + C_2 e^{-s \sqrt{k}} \dots \dots (II)$$

Wählt man den Koordinatenursprung in der Rippenmitte, so vereinfacht sich die Gl. (II) zu

$$M_a = C \frac{e^{x \sqrt{k}} + e^{-x \sqrt{k}}}{2} = C \cdot \cos(x \sqrt{k}),$$

die Auflagerbedingung

$$x = \frac{l_1}{2}; M_a = -\frac{p l^2}{8}$$

liefert

$$C = -\frac{p l^2}{8} \frac{1}{\cos\left(\frac{l_1}{2} \sqrt{k}\right)}.$$

Die richtige Formel für M_a lautet jetzt

$$M_a = -\frac{p l^2}{8} \frac{\cos(x \sqrt{k})}{\cos\left(\frac{l_1}{2} \sqrt{k}\right)} \dots \dots (III)$$

Das Auflagermoment hat ein Minimum in Balkenmitte, für $x = 0$ wird

$$M_{a \min} = -\frac{p l^2}{8} \frac{1}{\cos\left(\frac{l_1}{2} \sqrt{k}\right)} \dots \dots (IV)$$

Zahlenbeispiel S. 232:

$l = 300$ cm, $l_1 = 630$ cm, Rippe 50/25 cm,
Plattenstärke $d = 10$ cm,

mit Berücksichtigung des Druckgurtes werden:

$$F = 2600 \text{ cm}^2; \Theta_x = 532\,000 \text{ cm}^4; \Theta_y = 3\,462\,000 \text{ cm}^4$$

$$\Theta_p = \Theta_x + \Theta_y = 3\,992\,000 \text{ cm}^4;$$

$$\Theta = \frac{10^3}{12} = 83,3 \text{ cm}^3;$$

$$k = \frac{300 \Theta \Theta_p}{l F^4} = 7,28 \times 10^{-6} \text{ m}^{-2};$$

$$\sqrt{k} \cdot \frac{l_1}{2} = 0,85;$$

$$\cos \left(\frac{l_1}{2} \sqrt{k} \right) = 1,38$$

und

$$M_a = - \frac{p l^2}{8} \cdot \frac{1}{1,38} = - \frac{p l^2}{11} \text{ statt } - \frac{p l^2}{10,06}.$$

Eine wichtige Voraussetzung dieser Rechnung ist im Buche unerwähnt geblieben. Diese Rechnung gilt nur für ein Einzelfeld AB. Der Einfluß der Kontinuität ist in der Ableitung nicht berücksichtigt.

S. Kasarnowsky, Dipl.-Ing., Zürich.

Ich danke Herrn Kasarnowsky für vorstehende Berichtigung und werde sie bei der zweiten Auflage des Buches berücksichtigen.

Zu dem Schlußsatze möchte ich jedoch bemerken, daß die gleichzeitige Berücksichtigung der Kontinuität theoretisch kaum möglich sein wird und ich daher für die praktische Rechnung auf Seite 285 ausdrücklich folgenden Satz angefügt habe: „Durchlaufende Platten, welche große wechselnde Lasten zu tragen haben und auf langen, daher stark verdrehbaren Rippen aufliegen, berechnet man am besten als durchlaufende Träger mit freibeweglichen Stützpunkten.“

Hager.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Über die Wichtigkeit dichten Betons und die Mittel zu seiner Erzielung. Von Regierungsbaumeister Amos, Hohendölzchen vor Dresden. Die Gründe zur Verwendung dichten Betons: Höhere Druckfestigkeit, Rostschutz, Widerstand gegen elektrischen Strom (weniger Poren — weniger Feuchtigkeit — größerer Widerstand), Abhaltung von Feuchtigkeit, Verwendung als Flüssigkeitsbehälter. Mittel zur Erzielung der Dichtigkeit: 1. Überzüge. 2. Oberflächenverbesserung = Porendichtung. 3. Füllstoffverwendung im Inneren = Innendichtung. Unter 1. werden besprochen: Asphalt- und Goudronsichten, Bleiisolierpappe, Formsteine aus Klinkern, Porzellan-, Glas- und Metallauskleidungen, Zementmörtelverputz mit Glättstrich u. ä. Unter 2. folgen: Wasserabweisende Zusätze wie Seife, Alaun, Mineralöle. — Diese führen zu einer Verringerung der Druckfestigkeit. Über das Anhalten ihrer Wirksamkeit liegen ausreichende Erfahrungen noch nicht vor. Unter 3. wird eingegangen auf Zusätze zur gesamten Betonmasse, die hier als Füllstoffe angesehen werden, vielleicht aber doch mehr chemisch wirksam sind: Hydraulischer Kalk, Traß. Schließlich wird als wichtigstes, wenn auch schwierigstes Mittel die richtige Auswahl der Gemengstoffe bezeichnet unter Hinweis auf amerikanische Versuche (Beton und Eisen 1916 VI/VII). Am Anfange der Arbeit wird darauf hingewiesen, daß Beton mit Rücksicht auf die Dichtigkeit nicht weniger als 50 v. H. Rtl. Mörtel enthalten solle. Man nehme also besser mehr feinkörnige Stoffe, die als Mörtelbildner zu rechnen sind, und grobe Zuschläge in geringerer Menge. An dem Beispiele einer Abwasserleitung wird gezeigt, wie und wie teuer nur eine nachträgliche Dichtung auszuführen ist. Die Einflüsse des Stampfens und des Wasser-

zusatzes werden in dieser Abhandlung fast ganz beiseite gelassen, die Dichtigkeitsfrage bei Gußbeton wird nicht erörtert. Zeitschrift für Betonbau 1916 Heft 12.

Stampfbeton oder Gußbeton. Von Karl Reinbold. Die Vor- und Nachteile beider Betonarten werden besprochen, bei beiden Arten wird das Einbringen der Massen in die Form usw. beschrieben, das Ergebnis fällt i. a. zugunsten des Gußbetons aus. Tonindustrie-Zeitung 1916 Nr. 146.

II. Theorie.

Der Viermomentensatz und seine Anwendung auf die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke. Von Friedrich Bleich, Wien. Nach Ansicht des Verfassers vereinfacht die Anwendung des Viermomentensatzes die Berechnung steifer Tragwerke gegenüber der Rechnung mit dem Satze von der Formänderungsarbeit. Vorteile: Die Elastizitätsbedingungen können ohne vorherige Integration angeschrieben werden, die Auswahl der statisch unbestimmbaren Größen erfolgt erst nach Feststellung der Elastizitätsbedingungen, kann also so getroffen werden, daß die Elastizitätsgleichungen möglichst einfach werden. Die Methode ist allgemein und kann zur Berechnung jeder Art von steifen Tragwerken benutzt werden. Als das Wesentliche des Verfahrens bezeichnet der Verfasser: „Aus den Gleichungen der elastischen Linie zweier in einem Knotenpunkt zusammenstoßenden und dort steif verbundener Stoßfelder wird die Kontinuitätsbedingung, das ist die Bedingung der Unveränderlichkeit des Winkels, den die beiden betrachteten Stäbe miteinander einschließen, abgeleitet. Diese Kontinuitätsbedingung liefert einen Zusammenhang zwischen den 4 Endmomenten der beiden Stäbe, den Viermomentensatz.“ Zeitschrift für Betonbau 1916 Heft 12.

Ungünstigste Laststellung für eine wandernde Streckenlast mit anschließendem Menschengedrange. Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien. Fußend auf seiner Veröffentlichung in der Zeitschrift für Betonbau 1915 H. 6 leitet Verfasser kurz weitere Beziehungen für den genannten Belastungsfall ab. Zeitschrift für Betonbau 1916 Heft 12.

Ungünstigste Stellung eines Lastenzuges und größtes Biegemoment des Balkens auf 2 Stützen unter Berücksichtigung einer gleichförmig verteilten, veränderlichen Belastung. Von Eisenbahn-Ingenieur R. Neumann, Halle a. S. Zunächst nur der Zug der Einzellasten. Annahme: Das größte Moment tritt unter einer der mittleren Lasten (4) auf. Aufzeichnen der Stützkraft-Einflußlinie für Last 4. Über und unter diese Einflußfläche werden, teils nach rechts, teils nach links verschoben, die Einflußflächen der Lasten 1 bis 7 (8) aufgetragen. Das so entstandene A-Polygon ist das Seilpolygon für den in umgekehrter Reihenfolge aufgezeichneten Lastenzug. Die Größe von A unter jeder Stellung des Lastenzuges wird als Ordinate unter Last 4 zwischen Seilpolygon und Endstrahl derselben abgegriffen. Das Moment im

Abstände x von links $M = A \cdot x - \sum_{i=1}^3 P_i a_i$, wenn

3 Lasten links vom Schnitte stehen. M_{\max} wenn $A \cdot x = \text{Max}$. $A \cdot x$ ist durch ein Rechteck mit der Grundlinie x und der Höhe A (= Ordinate des A-Polygons) darzustellen. Eine Seite dieses Rechtecks liegt auf der linken Stützenlotrechten, die beiden freien Ecken müssen auf dem Seilpolygon bzw. dessen Endstrahle liegen. Das Rechteck ist also einem Dreiecke einzubeschreiben. Seine Fläche erreicht ein Maximum, wenn die beiden freien Ecken die Dreiecksseiten, auf denen sie liegen müssen, halbieren. Damit ist $A \cdot x_{(\max)}$ gefunden: Man verlängert im Seilpolygon die Seite der letzten, noch innerhalb der Stützweite stehenden Last bis zum Schnitte einerseits mit dem linken Stützenlote, andererseits mit dem Endstrahle. Diesen Endstrahl schneidet man mit dem Stützenlote, und dann hat man aus diesen 3 Schnittpunkten ein Dreieck. Diesem beschreibt man ein Rechteck ein, das an dem Stützenlote anliegt und dessen freie Ecken die beiden anderen Seiten halbieren. Um M_{\max} zu erhalten, ist, am

besten durch Rechnung, von $A \cdot x$ die Größe $\sum_{i=1}^3 P_i a_i$ abzuziehen. Zur Probe sind die gleichen Untersuchungen noch für der Last (4) benachbarte Lasten unter der Annahme, daß diese im gefährlichsten Schnitte stehen, durchzuführen.

Für zusätzliche gleichförmig verteilte Belastung wird die A-Einflußfläche für eine solche,

deren Ordinate auf dem Stützenlote $= \frac{g \cdot l}{2}$ ist, dem oben beschriebenen A-Polygon hinzugefügt und dann das $A \cdot x_{\max}$ -Rechteck wieder gebildet. Schließlich kann das Verfahren in entsprechender Weise auf gleichförmig verteilte, nicht stetige Belastung ausgedehnt werden. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916 Nr. 100.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

— — —

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

— — —

2. Ausführungen im Hochbau.

Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, Aktiengesellschaft Landshut. Beschreibung dieser Ausführung in Eisenbeton vornehmlich vom künstlerischen und betriebstechnischen Standpunkte aus. Gute Abbildungen, Schnitte, Grundriß. Der Industriebau 1916 Heft 11.

3. Ausführungen im Brückenbau.

— — —

4. Ausführungen im Wasserbau.

Aufgelöste Wehr- und Staumauern. Von königl. Baurat Ziegler, Claustal. Eingehende Besprechung der Vorteile, der konstruktiven Ausbildung und der statischen Bedingungen aufgelöster Staumauern. Insbesondere wird die Ausgestaltung der Pfeiler besprochen und die Berechnung derselben durchgeführt. Wahl des Pfeilerabstandes. Eine vergleichende Zusammenstellung stellt eine Anzahl Ausbildungsmöglichkeiten für irgend einen vorgelegten Fall einander gegenüber. Eine weitere Zusammenstellung gibt die wichtigsten Maße einer Anzahl (8) Ambursenmauern unter Angabe der Quelle wieder. Abbildungen und Schnitte der Guayabal-Mauer in Porto Rico, sowie der Six-Mile-Creek-Sperre in Ithaka N. Y. sind zur Erläuterung beigegeben. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916 Heft 48.

Neuere Beispiele von Talsperren in aufgelöster Bauweise. Von Fr. E. Überblick über die Mittel zur Verringerung der Mauerwerksmassen für Staumauern: 1. Wagerectes (liegenden) Gewölbe; 2. Einbau von Hohlräumen oder Gliederung in Wand und Strebepfeiler. (Die in Deutschland angewandte Krümmung wird statisch nicht berücksichtigt.) Vertreter für 1. sind die Shoshone-Talsperre zur Wasserversorgung der

Stadt Cody (Zahlenangaben), eine Reihe Tal-sperren in Neu-Südwaales und die näher beschriebene Sperre in Six-Mile-Creek bei Ithaka, N. Y., die im unteren Teile senkrecht ist und im Ober-teile sogar flußabwärts gebogen ist, überhängt (Zahlenangaben). Sodann werden reine Eisen-beton-Bogensperren mit klarer Gewölbewirkung aufgeführt: Entwurf einer Sperre für Amden (St. Gallen) von Prof. Mörsch, in Amerika die Sperre von Cheyenne, Wyoming (19 m hoch) über die nach Eng. Record Bd. 69, 1913, Nr. 3, S. 149 nähere Angaben gemacht werden. Vertreter für 2. Aufgelöstes Mauerwerk. Die straßenseitige Flächenausbildung kann so gerichtet werden, daß nach unten geneigter Wasserdruck entsteht. Am-bursen-System, nach dem norwegischen Ingenieur Ambursen benannt. La Prélé-Sperre bei Douglas, Wyoming, der Guayabal-Staudamm auf Porto Rico. (Eingehendere Beschreibung.) Die grose Bären-tal-Sperre bei Redlands, Kalifornien, besteht aus Pfeilern mit gewölbten fast senkrechten Kappen. Diese Wölbkonstruktion ist rissesicherer als eine solche mit Platten. (Genauere Beschreibung, Kostenvergleich mit Vollmauer.) Entwurf einer gleichartigen Sperrmauer von 60 m Höhe von dem Spanier Prof. Juan Manuel de Zafra. Entwurf von Considère für die Sperre des Kraftwerkes Châtelus le Marcheix am Thaurion (Creuse) [vgl. Ludin, „Die Wasserkräfte“, Berlin 1913, Julius Springer]. Wegen der bisweilen möglichen großen Ersparnisse sollte man auch in Deutschland den aufgelösten Sperren mehr Beachtung zuwenden. Deutsche Bauzeitung 1916, Mitteilungen 24.

Die Unterdückerung der Panke unter der städtischen Nord-Süd-Schnellbahn zu Berlin. (Forts.) Reichlich beigegebene Kon-struktions-Zeichnungen erläutern die eingehenden Beschreibungen der konstruktiven Ausbildung des Bauwerkes. Angaben über die Bauausführung. Deutsche Bauzeitung 1916 Mitteilungen 23. L. 11.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

6. Sonstige Ausführungen.

Schiffsgefäße aus Eisenbeton. Von Dr. E. Aulmann in Düsseldorf-Oberkassel. Im An-schlusse an das Bekanntwerden der Absicht des

Norwegers Nikolaus Fogner, Schiffsgefäße aus Eisenbeton im Großen herzustellen, werden die in der „Teknisk Tidskrift“ vom 16. 10. 1916 S. 375 veröffentlichten Ausführungen inhaltlich wieder-gegeben. Übersicht über den 1887 mit dem Lam-botschen Boote beginnenden Bau von Eisenbeton-schiffen in den verschiedenen Ländern. Die größ-ten Schiffskörper (526 t) sind bisher in San Fran-cisco hergestellt worden. Dort beabsichtigt man sogar solche von 1000 t zu erbauen.

Sodann Besprechung der Zweckmäßigkeit dieser Baustoffverwendung.

Geringere Unterhaltungskosten, Feuersicher-heit, Sicherheit gegen Stöße. (Die Einlagen be-stehen in Eisennetzen von ziemlicher Dichtheit.)

Lecks vergrößern sich nicht, im Gegenteil verstopfen sich, wenn das Maschengewebe er-halten geblieben ist. Einfachste Ausbesserung aller Leckschäden durch Bandagen, schnellbinden-den Beton u. dergl. Keine Einwirkung von Bak-terien und Insekten bei glatter Oberfläche.

Großes Eigengewicht, deshalb verringerte Tragfähigkeit, aber größere Standsicherheit, Wandungen heute nicht mehr doppelt und nur noch 3 cm stark (was aber übertrieben dünn er-scheint).

Pontons von 16 und 19 Jahren Alter sind in Italien heute noch in Benutzung, ebenso das kleine Boot „Zeemeeuw“ der Brüder Picha Stevens in Gent, das bereits 1887, also vor fast 30 Jahren, erbaut worden ist. Deutsche Bauzeitung 1916 Mitteilungen 23.

VI. Allgemeine Fragen.

Zement- und Kalkstaub im Betriebe. Von Reinh. Neumann. Die Frage der Sterblich-keit der Zement-Industriearbeiter an Lungen-tuberkulose wird besprochen. Die aus zahlreichen Beobachtungen sehr vorsichtig gezogenen hier mitgeteilten Folgerungen des königlichen Landes-gewerbearztes Dr. Franz Koelsch besagen, daß eine überdurchschnittliche Häufigkeit der Lungen-tuberkulose als Todesursache in der Zement-industrie nicht festzustellen ist. Daß sogar eine heilsame Wirkung des Kalkstaubes vorkommt, ist nicht ausgeschlossen, bedarf aber noch des Nach-weises. Tonindustrie-Zeitung 1916 Nr. 147. L No-vember 1916.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Kriegsliste der deutschen Normalprofile für Walzeisen zu Bauzwecken. *)

Für Neukonstruktionen sind hinfert nur die nachstehend aufgeführten Profile zu verwenden.

*) Die Anfertigung besonderen Zwecken dienender Spezialprofile wird dabei nach wie vor erfolgen. Es muß aber den Abnehmern solcher Profile überlassen bleiben, sich wegen der Lieferung mit den Werken besonders zu verständigen.

Spezifikationen, die nach dem 10. Januar 1917 eingereicht werden, dürfen nur die in der Liste aufgeführten Profile enthalten.

I-Eisen

Nr. 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55.

U-Eisen

Nr. 6 $\frac{1}{2}$, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 23 $\frac{1}{2}$, 26, 30 sowie die Waggonbauprofile.

Gleichschenklige Winkeleisen

Es werden unverändert beibehalten die Profile mit Schenkellänge von 25–70 mm, ferner die mit 80, 90, 100, 120, 130, 150 und 160 mm.

Ungleichschenklige Winkeleisen

Die ungleichschenkligen Winkeleisen werden beschränkt auf 50×30 , 60×40 , 75×50 , 65×100 , 65×130 , 80×120 , 80×160 , 100×150 , 100×200 .

Hochstegige 1-Eisen

Die Anfertigung wird beschränkt auf: 30, 40, 50, 60, 80, 100 mm hohe Profile.

Breitflanschige 1-Eisen

Die Anfertigung wird beschränkt auf: 80×40 , 100×50 , 120×80 , 160×80 , 180×90 , 200×100 .

Z-Eisen, Quadranteisen und Zoreisen fallen fort.

Flacheisen bis 160 mm

Es werden geliefert Breiten von 20–60 mm in allen gewünschten Abstufungen, darüber hinaus nur Breiten von 70, 80, 90, 100, 130 und 150 mm;

Universaleisen

160–200 mm in Abstufungen von 10 mm, über 200–500 mm in Abstufungen von 20 mm, über 500 mm in Abstufungen von 50 mm.

Ständige Ausstellung im Bauwesen.

Zurzeit ist der Umbau des Architektenhauses zu Ausstellungszwecken während des Kriegszustandes nicht möglich. Deshalb muß auch zurzeit die Durchführung der Ausstellung aufgeschoben werden, um sie in Friedenszeiten gegebenen Falles in noch größerem Maßstabe wieder aufzunehmen.

Unzulässige Lohninbehaltung auf Grund der Arbeitsordnung.

(Gewerbeger. Darmstadt, 28. Januar 1916.)

Die Arbeitsordnung einer Fabrik enthält die Bestimmung, daß bei rechtswidriger Auflösung des Arbeitsverhältnisses die Verwirkung des rückständigen Lohnes eintritt. Was mit dem verwirkten Lohn geschehen oder wie die verfallenen Strafen zu verwenden sind, darüber enthält die Arbeitsordnung nichts.

Mehrere Arbeiter, welche beim Eintritt die Arbeitsordnung unterschrieben hatten, hatten nun rechtswidrig den Arbeitsvertrag gelöst, und da sich der Fabrikant gemäß der Arbeitsordnung weigerte, ihnen den rückständigen Lohn auszahlen, so klagten sie gegen ihn.

Das Gewerbegericht Darmstadt hat denn auch dahin erkannt, daß der Beklagte zur Zahlung des rückständigen Lohnes verpflichtet sei, da die Arbeitsordnung — zum mindesten in ihren Bestimmungen über Lohnverwirkung — ungültig sei. Nach § 134 b der Gewerbeordnung müssen die Arbeitsordnungen über die Verwendung der Strafen und des verwirkten Lohnes Bestimmungen enthalten; tue sie das nicht, so sind die entsprechenden Bestimmungen der Arbeitsordnung ungültig.

Der Mangel der Arbeitsordnung des Beklagten wird auch nicht etwa dadurch geheilt, daß die klagenden Arbeiter die Arbeitsordnung unterschrieben haben; im Gegenteil würde sich der Arbeitgeber durch Einziehung des verwirkten Betrages gemäß § 148, Ziff. 11 der Gewerbeordnung strafbar machen. (Gewerbeger. Darmstadt, 28. Januar 1916.) R.

Fabrikationsschwierigkeiten bei Heeresaufträgen.

(Entscheid. des Reichsger. vom 18. Januar 1916.)

Der Kläger hatte einen großen Auftrag auf Herstellung von Gebrauchsgegenständen von der Militärverwaltung erhalten. Die Rohstoffe hierzu kaufte er von einem Großhändler, der, wie der Käufer wußte, nur mit einer bestimmten Fabrik arbeitete, und der in den Ratenlieferungsvertrag die Bedingung einfügte: „Rechtzeitiger Eingang der Rohstoffe und etwaige Schwierigkeiten in der Fabrikation vorbehalten.“

Nun war der Großhändler nicht imstande, rechtzeitig zu liefern, der Abnehmer — der sich der Heeresverwaltung gegenüber unter Vertragsstrafe zur rechtzeitigen Lieferung verpflichtet hatte — setzte ihm eine Nachfrist von 4 Tagen, und nach deren Ablauf forderte er Schadenersatz wegen Nichterfüllung.

Der Beklagte wandte ein, er sei ja nur Händler und ebenfalls von seinem Lieferanten, dem Fabrikanten, abhängig; das habe der Kläger bei Abschluß des Vertrages ja auch gewußt. Sein Fabrikant liefere ihm auch nur unter der Bedingung des Vorbehalts des rechtzeitigen Eingangs der Rohstoffe und etwaiger Schwierigkeiten in der Fabrikation, und diese Fabrikationsklausel habe er in dem von ihm selbst mit dem Kläger abgeschlossenen Verträge an diesen weitergegeben.

Während die Vorinstanz den Beklagten trotzdem dem Antrage des Klägers gemäß verurteilte, hat das Reichsgericht sich auf die Seite des beklagten Großhändlers gestellt. Zu Unrecht nehme der Vorderrichter an, daß der Beklagte — wenn die erwähnte Vertragsklausel auch nicht zu beanstanden sei — nicht auf unbeschränkte Zeit von der Lieferpflicht befreit gewesen sei, daß er vielmehr die Ware binnen angemessener Frist hätte liefern müssen. In der Weitergabe des Vorbehalts seines Fabrikanten habe die deutliche Erklärung des Beklagten gelegen, daß er nur zur Lieferung einer aus jener Fabrik herrührenden Ware verpflichtet und von dieser Verpflichtung so lange befreit sein wollte, wie sein Lieferant wegen etwaiger Fabrikationsschwierigkeiten nicht an ihn zu liefern brauchte. Bedeutungslos ist es, daß der Kläger sich der Militärbehörde gegenüber vorbehaltlos und unter Vertragsstrafe zur Lieferung verpflichtet hatte. (Reichsger. II. 319/15.) R.

Das Recht der Polizeibehörde, zum Zwecke der Abwendung von Feuergefahr die Änderung eines längst bestehenden Miethauses zu fordern.

(Preuß. Oberverwaltungsger. 2. Februar 1915.)

In einem seit länger als 15 Jahren bestehenden Miet- hause befand sich ein Manufakturwarengeschäft, das mit dem darunterliegenden Keller durch eine Treppe in offener Verbindung stand. Da in den Kellerräumen fast stets größere Mengen von Packmaterial — Papier und Holz — lagerten, so richtete die zuständige Polizeiverwaltung an den Eigentümer des fraglichen Hauses eine Verfügung, durch die er im feuer- und sicherheitspolizeilichen Interesse aufgefordert wurde, binnen sechs Wochen den Keller nach dem Laden hin feuersicher abzuschließen.

Da die hiergegen gerichteten Beschwerden des von der polizeilichen Maßnahme Betroffenen vergeblich waren, so strengte er schließlich gegen den Oberpräsidenten Klage auf Aufhebung der Verfügung an. Dabei berief er sich vor allem darauf, daß seinerzeit die Polizeibehörde an dem Hause nichts beanstandet habe, daß sein Haus kein Warenhaus sei und seit 15 Jahren in derselben Weise benutzt werde, ohne daß Unzuträglichkeiten irgendwelcher Art hervorgetreten seien. Übrigens seien die feuergefährlichen Stoffe bereits aus dem Keller weggeschafft; wenn aber die Polizeibehörde der Meinung sei,

es bestehe die Gefahr der Lagerung von Packmaterial in dem Keller weiter, so müsse sie doch gegen denjenigen einschreiten, der die Gefahr schaffe und unterhalte. Das aber sei doch nicht er, der Hauseigentümer, sondern der Mieter des Ladens.

Indessen hat das Preussische Oberverwaltungsgericht die Polizeiverfügung aufrecht erhalten. So lange der Keller nach dem Laden hin nicht abgeschlossen werde, sei keine Gewähr dafür geboten, daß im Falle eines im Keller entstehenden Brandes das Feuer und der Qualm nicht in die oberen Räume eindringe. Die Anordnung eines Kellerabschlusses sei geeignet, bei Ausbruch eines Kellerbrandes den Verkaufsraum und das Obergeschoß vor Verqualmung zu schützen. Sie halte sich im Rahmen der polizeilichen Zuständigkeit und sei mit Recht an den Hauseigentümer gerichtet. Nach feststehender Rechtsprechung ist die Polizei gemäß § 10, Titel 17 Teil II des Allgemeinen Landrechts berechtigt, auch bei genehmigten Gebäuden über den Inhalt der Genehmigung hinaus dann neue Anforderungen zu stellen, wenn die inzwischen auf dem Gebiete des Feuerschutzes gesammelten Erfahrungen oder veränderten Umstände ein Einschreiten im öffentlichen Interesse erfordern.

Es ist zwar richtig, daß die Feuerschutzgefahr vorwiegend durch die Benutzung der fraglichen Räume durch den Mieter hervorgerufen wird. Wenn aber die Polizeibehörde annimmt, daß dieser Gefahr erfolgreich nur durch Änderung der baulichen Einrichtung begegnet werden kann, so ist dem zuzustimmen. Es würde ja auch eine fortgesetzte Überwachung der in Frage kommenden Räumlichkeiten durch die Polizeibehörde notwendig sein, um das Verbot der Lagerung feuergefährlicher Stoffe in

dem Keller wirksam durchzuführen. Das aber würde über die Aufgaben der Polizeibehörde weit hinausgehen, und überdies wäre gegenüber einer so weitgehenden Beunruhigung und Belästigung des Gewerbebetriebes, wie sie mit einer derartigen Überwachung verbunden wäre, die bauliche Änderung ein viel einfacheres Mittel zur Herbeiführung eines polizeimäßigen Zustandes.

Daß es sich nicht um ein Warenhaus handelt, ist gleichgültig; der Ausbruch von Feuer muß in jedem Gebäude, in welchem Menschen verkehren, als möglich vorgesehen und behandelt werden. (Preuß. Oberverwaltungsgericht IX. A. 103. 13.) R.

Gestohlene Zementsäcke.

Urteil des Reichsgerichts vom 29. Mai 1916.

Der Trödler H. M. in Hamburg wurde vom dortigen Landgericht am 16. Februar 1916 wegen Hehlerei zu 6 Monaten Gefängnis verurteilt. Zwei alte Diebesgenossen brachten ihm am 13. Dezember 1915 etwa 160 leere Zementsäcke, die sie aus dem Hof der „Lüneburger Zementfabrik“ gestohlen hatten. M. kaufte die Säcke zu einem Preis von 27 Mark. Über die Herkunft der Ware erkundigte er sich nicht. Einige Tage vorher hatte der eine der Diebe bei M. angefragt, ob dieser leere Zementsäcke kaufen würde, die er aus einem Schuppen holen könnte. M. äußerte dann später, daß er dies Geschäft nur einmal und nicht wieder machen wollte nach dem Grundsatz: Einmal ist keinmal. Damit trat M.s böser Glaube bei diesem Geschäft klar zutage. Die Revision des Angeklagten wurde heute vom Reichsgericht als unbegründet verworfen. (Aktenzeichen 3 D. 169/16). Sk.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger. Von Ingenieur A. Straßner. Mit 157 Abbildungen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1916. Preis geh. M. 16, geb. M. 17,50.

Das Werk behandelt die Berechnung des durchlaufenden und mehrstöckigen Rahmens in Eisenbeton, sowie die eingespannten, gelenklosen Brückengewölbe. Dem Rechnungsgang ist im Interesse der Praxis eine besonders anschauliche und übersichtliche Form dadurch gegeben, daß sein Aufbau auf klaren und leicht faßlichen geometrischen Beziehungen erfolgt, die einheitlich bei allen Lösungen als grundlegend beibehalten werden. Im ersten Abschnitt wird der mehrfach gestützte Rahmen und der Stockwerksrahmen behandelt. Hierbei wird das bekannte Rittersche Verfahren mit den Festpunkten besonders angewendet. Neben lotrechten sind auch seitliche Lasten berücksichtigt. Auch über die, je nach der erforderlichen Genauigkeit größere und geringere Notwendigkeit, die wagrechten Verschiebungen der Stützenköpfe bei senkrechter Belastung zu berücksichtigen, verbreitet sich der Verfasser, hier zugleich ein sehr zweckmäßiges Näherungsverfahren gebend. In der Regel gehen rechnerische und zeichnerische Behandlung bei der Lösung Hand in Hand — je nachdem bald die eine, bald die andere zweckmäßiger und einfacher ist.

In Teil II wird eine allgemeine Theorie des elastischen Bogenträgers gegeben, die alsdann in Teil III in eine für Eisenbetongewölbe besonders wertvolle und praktische Form gebracht wird, namentlich durch gebrauchsfertig ausgerechnete Tabellen zur Aufzeichnung der Einflußlinien.

Abschnitt IV endlich befaßt sich mit der Elastizität der Pfeiler von Brücken mit mehreren Gewölben.

Die Arbeit ist in besonders dankenswerter Weise so gehalten, daß zu ihrem Verstehen keine ungewöhnlichen mathematischen und statischen Kenntnisse erforderlich sind. Vielfach wird die Rechnung durch Zahlenbeispiele aus der Praxis unterstützt, die zugleich erkennen lassen, wie übersichtlich der vom Verfasser angegebene Rechnungsgang ist und in wie verhältnismäßig kurzer Zeit er zum Ziele führt. Das gilt besonders für die Gewölbeberechnung und die hier gegebenen Beispiele, ganz abgesehen davon, daß auch die Verbesserung der Gewölbeform, die sich als organische Folgerung aus der Rechnung ergibt, in wirtschaftlichem Sinne recht bedeutungsvoll ist.

Das Werk ist aus der Praxis heraus für die Praxis geschrieben und wird seinen Weg sich unter den Fachgenossen bahnen. Ihnen allen kann es als Wegweiser und wertvoller Helfer bei Berechnung schwieriger wie einfacher Rahmen- und Gewölbeaufgaben angelegentlichst empfohlen werden. Auch für die Studierenden unserer Hochschulen ist es ein Werk, dessen sie sich bei ihren Entwürfen mit großem Vorteile bedienen werden.

M. F.

Wilhelm Conrad Gomoll, Im Kampf gegen Rußland. Leipzig, F. A. Brockhaus. 1916. 180 Seiten.

Der Bewegungskrieg im Osten, ein glänzend geschriebenes, durch eigene Aufnahmen bestens unterstütztes hochinteressantes Buch voller persönlicher Erlebnisse bei den deutschen und den verbündeten Heeren! Das Buch gehört zu den hervorragendsten und lebendigsten Schilderungen des Krieges. Niemand wird es ohne innere Erbauung und ohne innigstes Dankgefühl gegen unsere Truppen im Osten und ihre glänzenden Führer aus der Hand legen.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechnungsfertiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.